

# **ANÁLISE DO EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA EM TORRES METÁLICAS DE TELECOMUNICAÇÕES DE GRANDE ALTURA**

**FÁBIO FILIPE JÁCO MONTEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de  
Barros

---

Coorientador: Eng. Hélder Costa

JULHO DE 2014



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.



*“A verdadeira viagem de descobrimento não consiste em procurar novas paisagens, mas em  
ter novos olhos”*

*Marcel Proust*





## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor Dr. Rui Carneiro de Barros, por todo o auxílio, disponibilidade, conhecimento e orientação que sempre me providenciou.

À empresa Metalgalva – Grupo Metalcon, por me fornecerem as bases que me permitiram realizar esta dissertação.

Aos meus colegas por todo o apoio e companheirismo.

Aos meus pais, pois a eles lhes devo tudo o que sou.







## RESUMO

A globalização que tem vindo a ocorrer ao longo dos anos tornou-se um fator essencial na vida dos cidadãos. Deste modo, o recurso aos meios de comunicação tem vindo a crescer constantemente. Não se pode ter em conta apenas os dispositivos tecnológicos que tornam essa realidade possível. De facto, sem as estruturas de suporte desses equipamentos tecnológicos, nada seria exequível. Estas requerem cuidados especiais no que diz respeito ao seu dimensionamento, pois o bom funcionamento dos dispositivos de comunicações está intrinsecamente ligado ao comportamento estrutural do suporte em que se encontram apoiados. Estas estruturas têm de obedecer a certos requisitos em serviço de modo a providenciarem uma base de apoio suficientemente estável de forma a que os aparelhos transmissores nelas instaladas mantenham uma emissão contínua de sinais. As estruturas de suporte são muito importantes principalmente após desastres naturais, sendo que a sua integridade é um fator essencial a garantir, dependendo dela vidas humanas. O seu dimensionamento é geralmente feito tendo em conta apenas a ação do vento. De facto, estabelece-se à partida que esta irá ser condicionante, e descarta-se deste modo a ação sísmica. Este estudo tem como objetivo levar a cabo uma análise sísmica de três tipologias distintas de estruturas de suporte, que consistem em duas torres treliçadas e mastros tubulares, que foram dimensionadas tendo em consideração apenas a ação do vento. Pretende-se saber se a ação sísmica pode condicionar de alguma forma estas estruturas. Para o efeito, foram realizados estudos sísmicos tendo como base o Eurocódigo 8 e registos sísmicos existentes, sendo que estes últimos permitiam levar a cabo uma análise temporal. Os resultados foram obtidos com recurso ao *software* de cálculo *Robot Structural Analysis* para as torres treliçadas, e com o apoio de folhas de cálculo Excel para os mastros tubulares. Pretendeu-se também apresentar os resultados de estudos paramétricos e analisá-los a um nível teórico, de modo a ter uma melhor perceção dos seus fundamentos. Também permitiu saber quais dos modelos apresentam comportamentos mais satisfatórios em relação a este tipo de ação, e as principais diferenças entre os mesmos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Análise espectral, análise temporal, estudos paramétricos, torres treliçadas, mastros tubulares



## **ABSTRACT**

The globalization that has been occurring over the years has become an essential factor in the life of citizens. Thus, use of the media has been growing constantly. Without the support structures of the technological devices and equipment, nothing would be feasible. These support structures require special consideration with respect to their design, because the smooth operation of communication devices is intrinsically linked to the structural behavior of the medium in which they are supported. These structures must meet certain requirements in order to make provision based support service sufficiently stable, so that the transmitters installed in them maintain continuous emission signals. The support structures are very important especially after natural disasters, and their integrity is essential to ensure safety of human lives. The design of these tower structures is usually done considering only wind action. Indeed, it is established from the outset that wind will be determinant, thus discarding the seismic action. This study aims to carry out a seismic analysis of three different types of support structures, which consist of two lattice towers typologies and tubular masts, which were designed taking into consideration only the action of the wind. It is intended to understand if the seismic action can somehow condition and control the design of these structures. To this end, seismic studies were performed based upon Eurocode 8 provisions and on existing seismic records of previous earthquakes, the latter being considered to carry out a temporal analysis. The results were obtained using the calculation Robot Structural Analysis software for lattice towers, and with the support of Excel worksheets for tubular masts. It was intended to also present the results of parametric studies and analyze them at a theoretical level, in order to have a better perception of the towers performance. These studies also allowed to understand which models have more satisfying behaviors in relation to this type of action, and the major differences between them.

**KEYWORDS:** Spectral analysis, temporal analysis, parametric studies, lattice towers, steel masts



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v

## 1 INTRODUÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS..... 1

1.1 OBJETIVOS DO PRESENTE TRABALHO.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO .....	1
1.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE DIMENSIONAMENTO .....	2
1.4 PRINCIPAIS MOTIVOS DE FALHAS DE MASTROS E TORRES .....	3
1.5 PRINCIPAIS TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS.....	3
1.5.1 TORRES TRELIÇADAS METÁLICAS AUTO-SUPORTADAS .....	3
1.5.2 MASTROS TRELIÇADOS ESPIADOS .....	4
1.5.3 MASTROS TUBULARES ESPIADOS .....	5
1.5.4 MASTROS ESPIADOS DE BETÃO.....	6
1.5.5 MASTROS TUBULARES AUTO-SUPORTADOS.....	6
1.5.6 MASTROS CAMUFLADOS .....	6
1.5.7 TORRES DE MADEIRA.....	6
1.6 AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO.....	7
1.6.1 AÇÕES PERMANENTES .....	7
1.6.2 AÇÕES VARIÁVEIS.....	7
1.6.3 AÇÕES ACIDENTAIS.....	7
1.7 ESTADOS LIMITES.....	7
1.7.1 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	7
1.7.1.1 Requisitos sobre Flechas e Rotações Importantes no Desempenho de Torres de Telecomunicações .....	8
1.7.1.2 Vibrações .....	8
1.7.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	8

## 2 ESTADO DE ARTE SOBRE A QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA PARA TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES ..... 9

2.1 IMPORTÂNCIA DA AÇÃO SÍSMICA.....	9
2.1.1 FATORES DE AMPLIFICAÇÃO SÍSMICA PARA TORRES AUTO-SUPORTADAS QUADRADAS .....	9
2.1.2 RESPOSTA DE MASTROS METÁLICOS TRELIÇADOS DE TELECOMUNICAÇÕES SOB AÇÕES AMBIENTAIS E AÇÃO SÍSMICA.....	10

2.1.3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES SOB A AÇÃO SÍSMICA NO SRI LANKA, PARA SUSTENTABILIDADE.....	11
2.1.4 RESPOSTA ESTRUTURAL DE MASTROS TRELIÇADOS SOB AÇÃO SÍSMICA.....	11
2.1.5 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES AUTO-SUPORTADAS QUADRADAS, EFEITOS CONSIDERADOS NA MALÁSIA .....	11
2.1.6 ANÁLISE SÍSMICA DE TORRES ALTAS DE TV CONSIDERANDO DIFERENTES SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO.....	12
<b>2.2 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8 .....</b>	<b>12</b>
<b>2.3 ANÁLISE ESPETRAL.....</b>	<b>17</b>
2.3.1 ESPETROS DE RESPOSTA.....	17
2.3.2 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	23
2.3.3 DEFINIÇÃO DOS ESPETROS A USAR NO PRESENTE TRABALHO .....	24
<b>2.4 ANÁLISE TEMPORAL .....</b>	<b>25</b>
2.4.1 SISMO DE KOBE .....	26
2.4.2 SISMO DE NORTHRIDGE.....	27
2.4.3 ESCALONAMENTO DOS REGISTOS SÍSMICOS.....	27
<b>3 DESCRIÇÃO DAS TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS SOB ANÁLISE E METODOLOGIAS DE CÁLCULO .....</b>	<b>29</b>
<b>3.1 TORRES RETICULADAS.....</b>	<b>29</b>
3.1.1 TORRE RETICULADA TRIANGULAR.....	29
3.1.2 TORRES RETICULADAS QUADRADAS .....	31
<b>3.2 MASTROS TUBULARES .....</b>	<b>31</b>
<b>3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE .....</b>	<b>32</b>
3.3.3 ANÁLISE MODAL.....	32
3.3.3.1 Matriz Rigidez .....	32
3.3.3.2 Matriz Massa .....	32
3.3.3.3 Modos De Vibração .....	34
3.3.3.4 Matriz Amortecimento.....	38
3.3.4 MASSA MODAL EFETIVA.....	39
3.3.5 ANÁLISE ESPETRAL DE ESTRUTURAS COM VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE .....	40
3.3.6 SISTEMAS GENERALIZADOS DE ESTRUTURAS DE UM GRAU DE LIBERDADE, SOB INFLUÊNCIA DA AÇÃO SÍSMICA.....	41
3.3.7 MÉTODO DE NEWMARK.....	43
<b>4 RESULTADOS DA ANÁLISE SÍSMICA PARA A TORRE TRIANGULAR .....</b>	<b>47</b>



<b>4.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL .....</b>	<b>54</b>
4.2.1 ESFORÇO AXIAL.....	55
4.2.2 ESFORÇO DE CORTE.....	61
4.2.3 MOMENTOS FLETORES.....	69
4.2.4 ESTADO DE TENSÃO .....	69
4.2.5 DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES.....	71
4.2.6 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS.....	75
<b>4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL .....</b>	<b>75</b>
4.3.7 SISMO DE NORTHRIDGE .....	75
4.3.7.1 Esforços Axiais.....	75
4.3.7.2 Esforços de Corte.....	77
4.3.7.3 Momentos Fletores.....	79
4.3.7.4 Deslocamentos e Rotações .....	81
4.3.7.5 Estado de Tensão .....	82
4.3.7.6 Massa Mais Desfavorável .....	83
4.3.8 SISMO DE KOBE.....	83
4.3.8.1 Esforços Axiais.....	83
4.3.8.2 Esforços de Corte.....	85
4.3.8.3 Momentos Fletores.....	86
4.3.8.4 Deslocamentos e Rotações .....	88
4.3.8.5 Estado de Tensão .....	88
4.3.8.6 Carga Crítica .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
4.3.9 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS SISMOS .....	89
<b>4.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A ANÁLISE ESPETRAL E TEMPORAL .....</b>	<b>91</b>
<b>5 RESULTADOS DA ANÁLISE SÍSMICA PARA A TORRE QUADRADA .....</b>	<b>93</b>
<b>5.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>93</b>
<b>5.2 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL .....</b>	<b>99</b>
5.2.1 ESFORÇO AXIAL.....	100
5.2.2 ESFORÇO DE CORTE.....	102
5.2.3 MOMENTOS FLETORES.....	106
5.2.4 ESTADO DE TENSÃO .....	106
5.2.5 DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES.....	108

5.2.6 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS .....	109
5.2.7 JUSTIFICAÇÃO DE RESULTADOS .....	110
<b>5.3 ANÁLISE SÍSMICA TEMPORAL .....</b>	<b>114</b>
5.3.1 SISMO DE NORTHRIDGE.....	114
5.3.1.1 Esforços Axiais .....	114
5.3.1.2 Esforços de Corte .....	115
5.3.1.3 Momentos Fletores .....	115
5.3.1.4 Deslocamentos e Rotações.....	116
5.3.1.5 Estado de Tensão.....	117
5.3.1.6 Massa mais Desfavorável .....	117
5.3.2 SISMO DE KOBE .....	118
5.3.2.1 Esforços Axiais .....	118
5.3.2.2 Esforços de Corte .....	118
5.3.2.3 Momentos Fletores .....	119
5.3.2.4 Deslocamentos e Rotações.....	120
5.3.2.5 Estado de Tensão.....	121
5.3.2.6 Carga mais Desfavorável em Termos de Resposta Máxima .....	121
5.3.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS SISMOS.....	121
<b>5.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A ANÁLISE ESPETRAL E TEMPORAL.....</b>	<b>123</b>
<b>6 RESULTADOS DA ANÁLISE PARA MASTROS TUBULARES.....</b>	<b>125</b>
6.1 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL .....	125
6.2 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS .....	131
6.3 RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL.....	132
<b>7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>137</b>
7.1 TORRES TRIANGULARES <i>VERSUS</i> TORRES QUADRADAS.....	137
7.2 TRABALHOS FUTUROS .....	138
<b>Bibliografia .....</b>	<b>141</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Torre quadrada e torre triangular, respetivamente à esquerda e à direita (fontes: imagens retiradas dos endereços de referência [1] e [2]).....	4
Figura 1.2 - Mastro treliçado espiado (fonte: imagem retirada do endereço de referência [3]) .....	5
Figura 1.3 - Mastro tubular espiado (fonte: imagem retirada do endereço de referência [4]).....	5
Figura 1.4- Estrutura camuflada (fonte: retirada do endereço de referência [5]).....	6
Figura 2.1 - Tipos de contraventamento usados nesta investigação (tipo cruzado, tipo M e tipo K, respetivamente da esquerda para a direita).....	12
Figura 2.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN 1998-1).....	13
Figura 2.3 - Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira, ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1).....	13
Figura 2.4 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores, ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1).....	14
Figura 2.5 - Aceleração máxima de referência $a_{gr}$ ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA.I) .....	14
Figura 2.6 - Coeficientes de importância $\gamma_1$ (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA.II) .....	15
Figura 2.7 - Classes de importância para os edifícios (adaptado de EN 1998-1, Quadro 4.3) .....	15
Figura 2.8 - Classes de importância para torres, mastros e chaminés (adaptado de EN 1998-6:2005, Q.4.1).....	16
Figura 2.9 - Classes de importância para os edifícios (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.1) .....	17
Figura 2.10 - Acelerograma do sismo de <i>El Centro</i> (fonte: retirado do endereço de referência [6]) ....	19
Figura 2.11 - Forma do espetro de resposta elástica (adaptado de EN 1998-1) .....	20
Figura 2.12 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.2).....	21
Figura 2.13 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.3).....	21
Figura 2.14 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA-3.2).....	22
Figura 2.15 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA-3.3).....	22
Figura 2.16 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 e 2 (adaptado de EN 1998-1) .....	23
Figura 2.17 - Espetro elástico de acelerações para terrenos tipo D .....	25
Figura 2.18 - Espetro elástico de acelerações para terrenos tipo A, B ou C.....	25
Figura 2.19 - Acelerograma registado durante o sismo de Kobe.....	26
Figura 2.20 - Acelerações espectrais do sismo de Kobe (com ambas escalas logarítmicas).....	26
Figura 2.21 - Acelerograma registado durante o sismo de Northridge.....	27
Figura 2.22 - Acelerações espectrais do sismo de Northridge (com ambas escalas logarítmicas).....	27
Figura 3.1 - Vistas frontal (corresponde à direção X), lateral (corresponde à direção Y) e em perspetiva da torre triangular .....	30
Figura 3.2 - Pormenor da localização das escadas e plataforma .....	30
Figura 3.3 - Vistas frontal (corresponde à direção X), lateral (corresponde à direção Y) e em perspetiva da torre quadrada .....	31
Figura 3.4 - Exemplo genérico de uma barra genérica de comprimento L, módulo de elasticidade E, inércia I, e respetivos graus de liberdade.....	33
Figura 3.5 - Nó esquerdo sujeito a aceleração real e deslocamento virtual, originando as forças descritas no exemplo .....	34

Figura 3.6 - Curvas de amortecimento (adaptado de Chopra).....	39
Figura 3.7 - Notação dos métodos de análise passo a passo no domínio do tempo (adaptado de Chopra,2007).....	44
Figura 4.1 - Massa modal efetiva mobilizada em cada modo .....	47
Figura 4.2 - Curvas do acumulado das massas modais efetivas mobilizadas em cada modo para as três direções .....	48
Figura 4.3 - Frequências dos modos de vibração .....	49
Figura 4.4 - Modo 1 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	49
Figura 4.5 - Modo 2 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	50
Figura 4.6 - Modo 3 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	50
Figura 4.7 - Modo 4 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	51
Figura 4.8 - Modo 5 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	51
Figura 4.9 - Modo 8 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	52
Figura 4.10 - Modo 9 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	52
Figura 4.11 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção X, com o aumento dos incrementos de massa.....	53
Figura 4.12 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção Y .....	53
Figura 4.13 - Evolução das frequências consoante o nível de massa aplicado no topo .....	54
Figura 4.14 - Apoios da estrutura.....	54
Figura 4.15 - Evolução do esforço axial (modo 1).....	55
Figura 4.16 - Evolução do esforço axial (modo 2).....	56
Figura 4.17 - Evolução do esforço axial (modo 3).....	56
Figura 4.18 - Evolução do esforço axial (modo 1).....	57
Figura 4.19 - Evolução do esforço axial (modo 2).....	57
Figura 4.20 - Evolução do esforço axial (modo 4).....	58
Figura 4.21 - Evolução do esforço axial para ação sísmica segundo X e acréscimo de 30% segundo Y .....	58
Figura 4.22 - Evolução do esforço axial para ação sísmica segundo Y e acréscimo de 30% segundo X .....	58
Figura 4.23 - Evolução do esforço axial estático .....	59
Figura 4.24 - Evolução do esforço axial para um terreno tipo D .....	60
Figura 4.25 - Evolução do esforço axial para terrenos tipo A, B ou C .....	60
Figura 4.26 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1).....	61
Figura 4.27 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 1).....	62
Figura 4.28 - Esforços de corte para igual deslocamento dos apoios.....	62
Figura 4.29 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 2).....	63
Figura 4.30 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 2).....	63
Figura 4.31 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 3).....	64
Figura 4.32 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 3).....	64
Figura 4.33 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1).....	64
Figura 4.34 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 1).....	65
Figura 4.35 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 2).....	65
Figura 4.36 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 2).....	66
Figura 4.37 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 4).....	66
Figura 4.38 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 4).....	67
Figura 4.39 - Evolução dos esforços de corte máximos.....	67
Figura 4.40 - Curvas finais do esforço de corte máximo, terreno tipo D .....	68

Figura 4.41 - Curvas finais do esfoço de corte máximo, terreno tipo A, B ou C .....	68
Figura 4.42 - curvas dos momentos fletores, terreno tipo D .....	69
Figura 4.43 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo D .....	69
Figura 4.44 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo A, B ou C.....	70
Figura 4.45 - Elementos mais esforçados durante o carregamento .....	71
Figura 4.46 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 1) 71	
Figura 4.47 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 2) 72	
Figura 4.48 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção Y (modo 1) 72	
Figura 4.49 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção Y (modo 2) 73	
Figura 4.50 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo.....	73
Figura 4.51 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo D .....	74
Figura 4.52 - Evolução das rotações máximas de topo, terreno tipo D .....	74
Figura 4.53 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo A, B ou C .....	75
Figura 4.54 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção X.....	76
Figura 4.55 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção X .....	76
Figura 4.56 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção Y .....	77
Figura 4.57 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção 77	
Figura 4.58 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção X78	
Figura 4.59 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção X78	
Figura 4.60 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção Y78	
Figura 4.61 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção Y79	
Figura 4.62 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção X .....	79
Figura 4.63 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção 80	
Figura 4.64 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção Y .....	80
Figura 4.65 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção Y .....	80
Figura 4.66 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo X para sismo aplicado segundo X.....	81
Figura 4.67 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo Y para sismo aplicado segundo Y.....	81
Figura 4.68 - Evolução das rotações máximas segundo X para sismo aplicado segundo X .....	82
Figura 4.69 - Evolução das rotações máximas segundo Y para sismo aplicado segundo Y .....	82
Figura 4.70 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo X .....	82
Figura 4.71 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo Y .....	83
Figura 4.72 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção X.....	84
Figura 4.73 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção X .....	84
Figura 4.74 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção Y .....	84
Figura 4.75 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção Y .....	84
Figura 4.76 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção X85	
Figura 4.77 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção X85	
Figura 4.78- Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção Y 85	
Figura 4.79 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção Y86	

Figura 4.80 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção X .....	86
Figura 4.81 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção X .....	87
Figura 4.82 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção Y .....	87
Figura 4.83 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção Y .....	87
Figura 4.84 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo.....	88
Figura 4.85 - Evolução das rotações máximas de topo .....	88
Figura 4.86 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo X .....	89
Figura 4.87 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo Y .....	89
Figura 4.88 - Esforços máximos de tração e compressão, respetivamente à esquerda e à direita.....	90
Figura 4.89 - Esforços máximos de corte e momentos fletores, respetivamente à esquerda e à direita	90
Figura 4.90 - Deslocamento e rotações máximos de topo, respetivamente à esquerda e à direita .....	91
Figura 5.1 - Massa modal efetiva mobilizada em cada modo .....	93
Figura 5.2 - Curvas do acumulado das massas modais efetivas mobilizadas em cada modo para as três direções .....	94
Figura 5.3 - Frequências dos modos de vibração .....	94
Figura 5.4 - Modo 1 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	95
Figura 5.5 - Modo 3 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	95
Figura 5.6 - Modo 5 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	96
Figura 5.7 - Modo 6 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	96
Figura 5.8 - Modo 8 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	97
Figura 5.9 - Modo 8 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva) .....	97
Figura 5.10 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção X .....	98
Figura 5.11 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção Y .....	98
Figura 5.12 - Evolução das frequências consoante a massa aplicada no topo.....	99
Figura 5.13 - Apoios da estrutura (vista em planta) .....	99
Figura 5.14 - Evolução do esforço axial segundo o modo 1 (apoio 1).....	100
Figura 5.15 - Evolução do esforço axial segundo o modo 3 (apoio 1).....	100
Figura 5.16 - Evolução do esforço axial.....	101
Figura 5.17 - Evolução do esforço axial, terreno tipo D .....	101
Figura 5.18 - Evolução do esforço axial, terreno tipo A, B ou C .....	102
Figura 5.19 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1).....	103
Figura 5.20 - Pormenor da base da torre .....	103
Figura 5.21 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 3).....	104
Figura 5.22 - Evolução do esforço de corte nos apoios.....	104
Figura 5.23 - Curvas finais do esforço de corte máximo (terreno tipo D).....	105
Figura 5.24 - Curvas finais do esforço de corte máximo segundo para ambas as direções X e Y (terreno tipo A, B ou C) .....	105
Figura 5.25 - Curvas dos momentos fletores, terreno tipo D .....	106
Figura 5.26 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo D .....	106
Figura 5.27 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo A, B ou C .....	107
Figura 5.28 - Elementos mais esforçados durante o carregamento .....	107

Figura 5.29 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 1)	108
Figura 5.30 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo para terreno tipo D.....	108
Figura 5.31 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo A, B ou C .....	109
Figura 5.32 - Evolução das rotações máximas de topo, terreno tipo D .....	109
Figura 5.33 - Espectro de cálculo, terreno tipo D.....	110
Figura 5.34 - Evolução dos períodos dos modos 1 e 2 (coincidentes) e dos modos 3 e 4 (coincidentes), respetivamente à esquerda e à direita .....	110
Figura 5.35 - Evolução das massas modais efetivas ao longo do carregamento .....	111
Figura 5.36 - Curva do produto entre a massa modal efetiva e a aceleração espectral, para modos 1 e 2 .....	111
Figura 5.37 - Curva do produto entre a massa de topo e a aceleração espectral, para modos 1 e 2.....	112
Figura 5.38 - Curva dos deslocamentos verticais do nó sobrejacente ao apoio 1.....	113
Figura 5.39 - Curva do produto entre a massa de topo e a aceleração espectral, para modos 3 e 4.....	113
Figura 5.40 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração .....	114
Figura 5.41 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão .....	114
Figura 5.42 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo a direção X .....	115
Figura 5.43 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X .....	115
Figura 5.44 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y .....	116
Figura 5.45 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo X.....	116
Figura 5.46 - Evolução das rotações máximas segundo Y .....	117
Figura 5.47 - Tensão no elemento mais esforçado .....	117
Figura 5.48 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração.....	118
Figura 5.49 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão .....	118
Figura 5.50 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo a direção X .....	119
Figura 5.51 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X .....	119
Figura 5.52 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y .....	120
Figura 5.53 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo segundo X.....	120
Figura 5.54 - Evolução das rotações máximas de topo segundo Y .....	120
Figura 5.55 - Tensão no elemento mais esforçado .....	121
Figura 5.56 - esforços máximos de tração e compressão, respetivamente à esquerda e à direita.....	122
Figura 5.57 - esforços máximos de corte e momentos fletores, respetivamente à esquerda e à direita .....	122
Figura 5.58 - deslocamento e rotações máximos de topo, respetivamente à esquerda e à direita .....	122
Figura 6.1 - Evolução da frequência de vibração para o mastro de 15 metros.....	126
Figura 6.2 - Localização das frequências no espectro de acelerações.....	126
Figura 6.3 - Evolução das várias frequências para as várias alturas, consoante os incrementos de massa .....	127
Figura 6.4 - Deslocamentos máximos de topo para os diferentes tipos de terrenos, mastro 15 metros .....	127
Figura 6.5 - Evolução do corte basal para o mastro de 15 metros .....	128
Figura 6.6 - Evolução do corte basal para o mastro de 15 metros .....	128
Figura 6.7 - Deslocamentos máximos de topo para as várias alturas e tipos de terreno.....	129
Figura 6.8 - Rotações máximas de topo para as várias alturas e tipos de terreno.....	129
Figura 6.9 - Cortes basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno.....	130
Figura 6.10 - Momentos fletores basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno .....	130
Figura 6.11 - Momentos fletores basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno .....	131



Figura 6.12 - Momentos fletores basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno.....	131
Figura 6.13 - Momentos fletores basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno.....	132
Figura 6.14 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 15 e 18 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	133
Figura 6.15 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 21 e 24 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	133
Figura 6.16 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 27 e 30 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	133
Figura 6.17 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 15 e 18 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	134
Figura 6.18 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 21 e 24 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	134
Figura 6.19 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 27 e 30 metros, respectivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo.....	135
Figura 6.20 - Deslocamentos máximos de topo para os dois sismos em estudo .....	135
Figura 6.21 - Cortes basais máximos para os dois sismos em estudo .....	136
Figura 6.22 - Momentos fletores basais máximos para os dois sismos em estudo .....	136







# 1

## INTRODUÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Existem em todo o mundo numerosas formas de estruturas altas, que tipicamente suportam equipamentos de telecomunicações, rádio e TV, sendo estes serviços destinados a servir bilhões de pessoas. Garantir o correto desempenho dessas estruturas envolve muita engenharia, experiência e estudos continuados de modo a garantir a sua segurança de acordo com os códigos de dimensionamento.

### 1.1 OBJETIVOS DO PRESENTE TRABALHO

Este trabalho tem como objetivo a realização do estudo sísmico de três tipologias distintas de estruturas de telecomunicações e posterior análise e comparação de resultados, visto que a ação sísmica foi descartada no dimensionamento das mesmas. Pretende-se saber se a ação sísmica condiciona de alguma forma as estruturas e qual a tipologia que apresenta o melhor comportamento sob essa mesma ação. Para além disso foi realizado um estudo paramétrico sobre as consequências da variabilidade das massas no topo das torres (associadas a diferentes tipos de equipamentos instalados) sobre a resposta das estruturas consideradas.

### 1.2 ORGANIZAÇÃO

Este trabalho começa no capítulo 2, no qual se começa por introduzir a ação sísmica segundo o Eurocódigo 8 (a parte geral e a parte específica de torres e mastros). Neste capítulo, são expostos os métodos de quantificação da ação sísmica segundo o regulamento, bem como as teorias subjacentes a esses métodos. São calculados todos os parâmetros necessários à definição do espectro de resposta que irá ser utilizado na análise. É também introduzida a análise temporal, e apresentados os registos sísmicos que vão ser utilizados na realização da mesma, bem como as correções que têm de ser feitas de modo a que esses registos possam ser corretamente aplicados.

No capítulo 3 são apresentadas as tipologias estruturais e o modo como a análise será efetuada. São também explicados os métodos de cálculo subjacentes à análise espectral e temporal.

Os capítulos 4 e 5 são referentes às torres triangulares e às torres quadradas, respetivamente. Estes capítulos seguem a mesma organização. Neles são apresentados, comentados e explicados a nível teórico os resultados obtidos das análises espectrais, e são também comentados os resultados obtidos para as análises temporais.

O capítulo 6 refere-se ao dimensionamento e análise sísmica dos mastros tubulares. São apresentados todos os resultados do seu pré-dimensionamento e posterior análise espectral e temporal.

No capítulo 7 são apresentadas conclusões e propostas de trabalhos futuros.

### **1.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DE DIMENSIONAMENTO**

As considerações apresentadas nestas secções sobre as várias tipologias estruturais tiveram como fonte primordial o livro ‘Communication Structures’ de Brian W. Smith.

Muitas das estruturas existentes encontram-se em áreas bastante inóspitas, sujeitas a ventos muito fortes, neve, gelo e sismos. Muitas das vezes, estas forças da natureza são combinadas de modo a averiguar os seus efeitos na estrutura. A ação sísmica é frequentemente ignorada na análise das estruturas, sendo o dimensionamento destas feito tendo em conta apenas a ação do vento, da neve e do gelo. No entanto, a ação sísmica deve ser considerada, principalmente em estruturas muito pesadas e localizadas em zonas sensíveis do ponto de vista sísmico. É necessário avaliar a capacidade que a estrutura tem para resistir às forças impostas pela natureza, e verificar também se a mesma possui robustez suficiente para manter a continuidade dos serviços que fornece, sob condições ambientais desfavoráveis. Em termos de segurança estrutural, esta deve ter em conta a localização da estrutura, na medida em que as que se localizam em áreas habitadas devem ter fatores de segurança maiores do que as que se encontram em locais desertos. Outros fatores a ter em consideração no fator de segurança são também a qualidade de fabrico do aço, a qualidade de montagem e manutenção da estrutura. A componente de serviço depende da natureza das forças, da resposta e da rigidez da estrutura. Geralmente, os códigos de dimensionamento estipulam velocidades de vento adequadas para medir os deslocamentos da estrutura. Esses deslocamentos são posteriormente comparados com os permitidos (sendo estes por sua vez proporcionais à duração do deslocamento que a estrutura irá sofrer sob a ação ambiental). Após esta análise é possível decidir se é necessário dotar a estrutura de rigidez adicional ou não. Frequentemente, o dimensionamento e a construção destas estruturas é, em termos de custo, relativamente baixo em projetos de grande dimensão, quando comparado com os custos das vias de acesso, transmissores, equipamentos de monitorização, fontes de energia, antenas e alimentadores. Cada uma destas áreas requer técnicos especialistas nas mesmas. Geralmente, os parâmetros fundamentais são a frequência a que o sinal é transmitido, e a área de serviço (a população afeta a receber o sinal). Posteriormente, são avaliados os sítios disponíveis para a implantação da estrutura, a altura requerida para a mesma e a potência irradiada para fornecer o sinal. Esta potência define, por sua vez, as opções de antenas e alimentadores requeridos, que por sua vez constituem cargas a aplicar na estrutura. Para além do peso destes equipamentos tem também de se ter em consideração a sua área de exposição, que vai receber as forças do vento a incluir na análise. Estes dados são entregues ao engenheiro estrutural encarregue do dimensionamento da estrutura.

A escolha do local de implantação da estrutura está relacionada com os critérios de dimensionamento, e tem de ter conta fatores tais como:

- A área a ser servida pela instalação;
- A distribuição da população nessa área;
- A natureza do terreno, pois este vai ter influência na altura da estrutura;
- Para torres de telecomunicações usadas para serviços de telefone móveis, o principal aspeto a considerar é a estética da estrutura, principalmente se esta ficar localizada em áreas sub-urbanas;

## 1.4 PRINCIPAIS MOTIVOS DE FALHAS DE MASTROS E TORRES

Existem vários fatores que podem levar à falha estrutural deste tipo de estruturas. Entre eles estão incluídos:

- Gelo (o seu peso próprio é uma ação adicional que pode atingir valores bastante elevados);
- Ação do vento e gelo combinada (o gelo aumenta a área de exposição ao vento, gerando acréscimos de forças horizontais atuantes na estrutura);
- Rajadas acentuadas de vento e oscilações;
- Falhas no dimensionamento e/ou pobres características dos materiais utilizados;
- Atos de vandalismo;
- Falhas que ocorrem durante operações de manutenção (por exemplo, durante a mesma, a estrutura pode ficar submetida a ações que excedem a sua capacidade resistente);
- Torres muito altas podem sofrer colisões originadas por tráfego aéreo (nos últimos 15 anos houve pelo menos 11 acidentes registados desta natureza).

## 1.5 PRINCIPAIS TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS

Ao longo dos anos tem havido uma constante evolução nas tipologias escolhidas para as estruturas de suporte de equipamentos de comunicação.

### 1.5.1 TORRES TRELIÇADAS METÁLICAS AUTO-SUPORTADAS

As torres treliçadas metálicas têm constituído uma solução económica na indústria das comunicações, ao longo dos anos. Estas torres são dimensionadas de modo a obter a máxima eficiência, o que corresponde a minimizar o peso do aço. Tipicamente, este tipo de torres tem uma secção variável desde a base até ao topo, e dependendo da forma da estrutura, diferentes tipos de contraventamento podem ser adotados, sendo que os mesmos têm de ser apropriados ao tipo de carregamento que a estrutura vai suportar. Este tipo de estruturas pode ter alturas que variam desde 10 a 200 metros. As principais vantagens deste tipo de estruturas residem na sua boa rigidez à torção e na economia de espaço à sua volta (como se autossustentam não necessitam de cabos que têm de ser ancorados ao solo, e consequentemente requerem menos espaço). A rigidez à torção é importante para bom desempenho das antenas, que podem transmitir cargas excêntricas aos seus apoios devido à ação do vento. Estas estruturas podem ser subdividido em duas categorias: torres quadradas e torres triangulares.

As torres auto-suportadas metálicas treliçadas de base triangular são constituídas geralmente por perfis metálicos tubulares em que as ligações entre os diversos troços se realizam por intermédio de flanges aparafusadas, e as barras diagonais e travessas poderão ser aparafusadas ou soldadas.

As torres auto-suportadas metálicas treliçadas de base quadrada são constituídas por perfis metálicos tipo cantoneira. As ligações entre os vários troços são realizadas por intermédio de chapas cobre-juntas e as barras diagonais e travessas apresentam-se geralmente aparafusadas.



Figura 1.1 - Torre quadrada e torre triangular, respetivamente à esquerda e à direita (fontes: imagens retiradas dos endereços de referência [1] e [2])

#### 1.5.2 MASTROS TRELIÇADOS ESPIADOS

Os mastros treliçados são tipicamente constituídos por uma secção quadrada ou triangular. Os membros das pernas são geralmente constituídos por secções tubulares e/ou circulares sólidas, e contraventamento com ligações soldadas. O mastro é geralmente muito esbelto e é constituído por módulos que contêm perfis horizontais, verticais e diagonais, cujas ligações entre os mesmos podem ser aparafusadas ou soldadas. A resistência ao vento neste tipo de estrutura depende significativamente da escolha da secção, do tipo de contraventamento e dos tipos de perfis utilizados neste e nas pernas. De um modo geral, a secção de um mastro espiado pode ser mais pequena do que qualquer outro tipo de estruturas de comunicações. Este tipo de estrutura é fixa lateralmente ao longo do seu comprimento por cabos espiados ao solo, que absorvem as ações horizontais. O número de direções de cabos no plano deve ser três, geralmente, mas o número de níveis de cabos em altura tem grande influência no dimensionamento da estrutura, bem como o número e a posição das fundações dos cabos. Outra escolha que tem de ser feita é se o mastro será encastrado na fundação, ou simplesmente rotulado. Geralmente, os mastros são rotulados na base quando a sua secção é triangular. Esta opção tem a vantagem de eliminar os momentos na base, o que conduz a uma melhor distribuição do estado de tensão nas secções mais baixas. A desvantagem reside no facto de que a restrição à rotação será praticamente nula, o que poderá ser inaceitável para certos tipos de equipamentos instalados no topo.

Este tipo de torres têm como vantagem serem mais fáceis de montar e ficam mais económicas do que as autoportantes, tendo como desvantagem a necessidade de uma maior área de terreno, na ordem de 10 vezes a área de uma estrutura autoportante que tenha a mesma altura (Mendonça, 2012).





Figura 1.2 - Mastro treliçado espiado (fonte: imagem retirada do endereço de referência [3])

### 1.5.3 MASTROS TUBULARES ESPIADOS

Estas estruturas possuem uma secção tubular cilíndrica desde a base até ao nível dos suportes dos equipamentos. A galvanização a quente é usada como proteção principal contra a corrosão. As vantagens desta tipologia estrutural são as seguintes:

- O coeficiente de arrasto para a pressão do vento é cerca de metade do correspondente a uma superfície plana;
- O efeito da formação de gelo na ação do vento é menor do que nas estruturas treliçadas;
- A montagem é mais simples que a associada à construção treliçada;

Tem como desvantagens as seguintes:

- Tendência para vibrações em ressonância em certas condições de atuação do vento;
- A instalação de antenas adicionais é difícil na superfície externa lisa;
- A humidade pode condensar no interior;
- O custo total é maior do que o equivalente ao mastro treliçado;



Figura 1.3 - Mastro tubular espiado (fonte: imagem retirada do endereço de referência [4])

#### 1.5.4 MASTROS ESPIADOS DE BETÃO

Em situações especiais costuma-se usar betão no fabrico de mastros. Algumas das razões são que o betão armado apresenta vantagens técnicas e económicas em relação ao metal, sendo que também apresenta melhores características de amortecimento e uma frequência mais baixa do 1º modo de vibração. O betão também é menos afeto às consequências das variações diferenciais de temperatura entre faces e requer menos manutenção do que os mastros em aço, que necessitam de pintura regularmente. Como desvantagens tem-se que o acesso para montar as antenas é mais difícil. Caso a coluna do mastro sofra tensões excessivas sob a ação do vento, podem surgir problemas de fissuração e corrosão. A rigidez alta da coluna pode conduzir a uma situação de menor eficiência do sistema estrutural, que depende dos cabos flexíveis para obter rigidez lateral.

#### 1.5.5 MASTROS TUBULARES AUTO-SUPORTADOS

Segundo Antunes (2008), este tipo de estrutura caracteriza-se por apresentar secção tubular poligonal, que diminui em altura de acordo com um determinado jorramento. Permitem as mesmas aplicações que as torres treliçadas ocupando uma área de terreno menor, acarretando deste modo menores custos, sendo que a sua montagem envolve pouca mão-de-obra. Têm como desvantagem a sua baixa rigidez, quando comparados com as estruturas treliçadas, sendo portanto estruturas bastante flexíveis, o que pode acarretar consequências não aceitáveis nos equipamentos de comunicação. Oferecem no entanto uma boa integração paisagística, e existem técnicas de camuflagem para estas estruturas quando as mesmas têm de ser implantadas em locais de proteção ecológica.

#### 1.5.6 MASTROS CAMUFLADOS

Este tipo de estrutura é utilizada em situações que requerem cuidados especiais. A sua utilização é corrente quando códigos ou regulamentos locais são restritos, ou quando o uso do solo proíbe certo tipo de estruturas. São camuflados de modo a integrarem o meio ambiente que os rodeia [3].



Figura 1.4- Estrutura camuflada (fonte: retirada do endereço de referência [5])

#### 1.5.7 TORRES DE MADEIRA

Antes do desenvolvimento das torres treliçadas metálicas, a madeira era muito utilizada nas torres de suporte de equipamentos de comunicação. Este material tem a vantagem de ser transparente em relação às ondas de rádio, sendo que qualquer interação entre a antena e a estrutura podia ser ignorada. Tem como desvantagens as fixações de aço, que são utilizadas para ligar os membros, pois são suscetíveis à

corrosão. Tem também de se ter em consideração que, devido à facilidade de alteração da madeira (quer seja pelos empreiteiros durante a execução ou por atos de vandalismo), as estruturas de madeira são passíveis de sofrer danos que podem enfraquecer a sua resistência estrutural.

## **1.6 AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO**

De acordo com o Eurocódigo EN 1993-3-1, as ações a considerar para o dimensionamento de torres metálicas são de 3 tipos: permanentes, variáveis e acidentais.

### **1.6.1 AÇÕES PERMANENTES**

As ações permanentes são aquelas para as quais o seu valor se mantém praticamente constante ao longo da vida útil da estrutura. Nestas está incluído o peso próprio da estrutura, que deve ser calculado de acordo com a norma EN1991-1-1. O peso próprio das antenas e dos restantes equipamentos deve ser incluído nestas ações.

### **1.6.2 AÇÕES VARIÁVEIS**

As ações variáveis apresentam variações muito significativas ao longo do período de vida da estrutura. Dentro deste grupo encontram-se as ações térmicas, que devem ser calculadas de acordo com a norma EN 1991-1-5. O vento, ação fundamental a ser considerada, cuja quantificação deve ser feita de acordo com a norma EN 1991-1-4, sendo que o anexo B da norma EN 1993-3-1 também contém informações em relação a esta ação. Segundo a norma EN 1993-3-1 a ação do gelo está também incluída neste grupo, e deve ser quantificada tendo em conta os seus efeitos gravíticos e o seu efeito na ação do vento. O anexo C da referida norma contém informações que devem ser utilizadas na quantificação desta ação. As ações térmicas também aqui se encontram presentes e devem ser calculadas de acordo com a EN 1991-1-5. Também devem ser consideradas as cargas impostas devidas ao peso dos trabalhadores. Segundo a presente norma, os membros estruturais que fazem ângulos inferiores a 30° com a horizontal devem ser dimensionados para suportar o peso de um trabalhador, que pode ser tomado como uma carga concentrada de 1 kN. Também devem ser consideradas as cargas impostas em plataformas e grades, sendo que o Anexo Nacional fornece informações para o cálculo das mesmas.

### **1.6.3 AÇÕES ACIDENTAIS**

Nesta categoria encontram-se os acidentes e colisões, e deve-se consultar a norma EN 1991-1-7 de modo a obter informações sobre este tipo de ações. Neste grupo inclui-se também a ação sísmica, cuja quantificação para este tipo de estruturas pode ser feita através da norma EN 1998-6:2005.

## **1.7 ESTADOS LIMITES**

### **1.7.1 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO**

De acordo com a EN1993-3-1:2006, os limites de serviço relevantes para o cálculo são os seguintes:

- Rotações ou flechas que possam afetar o uso efetivo da estrutura, incluindo o funcionamento correto dos equipamentos;
- Vibrações ou oscilações que causem a perda de transmissão dos sinais;
- Deformações, flechas, vibrações ou oscilações que causem danos a elementos não estruturais.

#### 1.7.1.1 Requisitos sobre Flechas e Rotações Importantes no Desempenho de Torres de Telecomunicações

As máximas flechas e rotações devem ser determinadas usando a combinação característica de ações na estrutura. As flechas e rotações em mastros devem ser calculadas tendo em conta efeitos de 2º ordem e efeitos dinâmicos. Os valores limite para estes parâmetros devem ser especificados de acordo com o caso de carga considerado. Para estruturas de radiodifusão, os valores limite a serem considerados devem referir-se aos deslocamentos horizontais e rotações no topo da estrutura.

As torres de telecomunicações têm de cumprir requerimentos de serviço de modo a satisfazer as condições necessárias para o correto desempenho dos dispositivos de comunicações, visto que um pequeno desalinhamento entre os satélites pode resultar na perda do sinal. A secção 3.8.2 do código americano TIA 222 especifica deslocamentos horizontais de 3% da altura para mastros, e 1.5% da altura para estruturas treliçadas. Em termos de rotações, este código também especifica um valor máximo para a rotação das antenas de 4° 00' 00'', que também é o limite imposto por *Telebra*, para antenas VHF. Quando se trata de antenas UHF, *Telebra* impõe um limite mais restrito de 1° 40' 00''. Como ao longo do trabalho serão analisados os deslocamentos e rotações das estruturas, os valores obtidos poderão ser comparados com os limites indicados, e deste modo pode ser obtida uma base de comparação entre a ação sísmica e do vento, sendo que esta última é a ação para a qual se costumam fazer as verificações de serviço.

#### 1.7.1.2 Vibrações

As torres e mastros devem ser examinadas para:

- Vibrações induzidas por rajadas de vento;
- Vibrações devidas a vórtices, para mastros e torres que contenham elementos prismáticos cilíndricos;
- Instabilização por galope;
- Vibrações induzidas por vento-chuva;

Caso as torres treliçadas ou mastros sejam passíveis de sofrer vibrações devidas ao vento, e caso não sejam tomadas medidas em projeto para reduzir as mesmas, devem ser instalados aparelhos de amortecimento.

#### 1.7.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

No ELU têm de ser verificados essencialmente os seguintes aspetos:

- Resistência dos elementos em termos de limite de cedência do material;
- Resistência dos elementos à encurvadura;
- Resistência das ligações;
- Resistência das secções úteis (que tem em conta os furos devido aos parafusos);
- Resistência dos cabos e das suas terminações;
- Resistência do material isolante;

As secções 6.2 a 6.5 da presente norma fornecem informações de cálculo úteis à verificação dos aspetos mencionados.

## 2 QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA PARA TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

### 2.1 IMPORTÂNCIA DA AÇÃO SÍSMICA

As torres de telecomunicações são infraestruturas essenciais após a ocorrência de um desastre. Assim sendo, a sua segurança durante a ocorrência de um sismo severo é da maior importância, e portanto, uma análise dinâmica da estrutura deve ser devidamente efetuada. Segundo Amiri *et al.* (2007), no grupo das estruturas metálicas, as torres de telecomunicações têm sido pouco abordadas nos códigos de projeto existentes, no que diz respeito à ação sísmica. Assim, muitas vezes os projetistas recorrem a regras existentes para edifícios e aplicam-nas a este tipo de estruturas, embora o comportamento à ação sísmica de edifícios seja muito diferente do das torres. Falhas estruturais que possam ocorrer nas mesmas durante um sismo são da maior preocupação, pois falhas na comunicação irão gerar problemas sérios que irão dificultar as operações de resgate, e falha estrutural da torre em si irá causar grandes perdas económicas bem como danos à vida humana (Efthymiou *et al.* 2009). Assim sendo, o dimensionamento de torres de telecomunicações considerando todas as possíveis condições extremas é da maior importância. Usualmente, os estudos realizados para as torres de telecomunicações consideram a ação do vento, a ação sísmica e a correspondente resposta da estrutura às mesmas, mas na maior parte das vezes a ação sísmica é desprezada, e considera-se apenas a ação do vento como sendo a principal condicionante. No entanto, nos últimos anos tem sido dada mais ênfase à ação sísmica, devido ao alto nível de sismicidade das regiões onde muitas das torres são implantadas.

É de seguida apresentada uma coletânea de estudos efetuados acerca do efeito da ação sísmica em torres de telecomunicações. Estes estudos realçam os seguintes aspetos fundamentais: fatores de amplificação sísmica, resposta a ações ambientais, dimensionamento sísmico para sustentabilidade, resposta de mastros metálicos treliçados, influencia de diferentes tipos de contraventamento na resposta...

#### 2.1.1 FATORES DE AMPLIFICAÇÃO SÍSMICA PARA TORRES AUTO-SUPORTADAS QUADRADAS

Na investigação de Amiri *et al.* (2007), foram selecionadas dez torres auto-suportadas quadradas existentes no Irão, com alturas entre 18 a 67 metros. Posteriormente, foram selecionados registos de dez sismos que ocorreram em cinco regiões diferentes, e foram aplicados às estruturas selecionadas para as direções horizontal e vertical. Para este efeito, foi realizada uma análise linear dinâmica através dos registos temporais das acelerações de vários sismos, que foram introduzidos no *software* de cálculo SAP2000. Em seguida foram calculados o esforço de corte basal das torres e as suas respostas. Dividindo o esforço de corte obtido ou a resposta vertical pelo produto da massa da respetiva torre com as componentes máximas horizontais e/ou verticais da aceleração, irá originar fatores de amplificação das componentes horizontal e vertical do sismo, respetivamente. No fim, ao computar fatores de amplificação

*versus* modos de flexão fundamentais e o 1º modo axial das torres, podem ser realizadas relações que permitam estimar o esforço de corte na base e a resposta vertical das torres de telecomunicações. Foi também efetuada uma análise estática equivalente com o objetivo de se poderem comparar os resultados das duas metodologias. As principais conclusões foram as seguintes:

- Os esforços de corte na base obtidos pelo método estático equivalente são muito maiores do que os obtidos pela análise dinâmica;
- De modo a obter resultados mais precisos devem ser utilizados pelo menos os três primeiros modos de flexão;
- O peso de todos os acessórios não estruturais montados nas torres deve ser incluído no modelo de análise, visto que o peso contando com todos esses elementos representa um acréscimo de 30 a 60 % em relação ao peso da estrutura em si;
- Ao incrementar a altura da torre, os períodos de vibração natural do modo fundamental de flexão e do 1º modo axial aumentam, enquanto o período do 1º modo de torção decresce. Estes dois últimos também passam a ocorrer em modos superiores;
- Em alguns modos de flexão, a massa modal efetiva expressa-se nas duas direções principais, pelo que se deve aplicar as forças sísmicas também noutras direções que não as principais;
- Existem fortes correlações entre o máximo corte basal e as acelerações e velocidades horizontais de pico do solo;
- Quanto maior for o período do modo fundamental da torre, mais baixo será o fator de amplificação sísmica;
- Existem fortes correlações entre a máxima reação vertical da base e o pico vertical da aceleração do solo;
- Quanto maior for o período do 1º modo axial, maior será o fator de amplificação sísmica;

#### 2.1.2 RESPOSTA DE MASTROS METÁLICOS TRELIÇADOS DE TELECOMUNICAÇÕES SOB AÇÕES AMBIENTAIS E AÇÃO SÍSMICA

No estudo da autoria de Efthymiou *et al.* (2009), foi efetuada uma análise de mastros treliçados metálicos auto-suportados de telecomunicações, sob a influência de ações ambientais e sísmicas. Sendo estruturas bastante flexíveis, as mesmas são altamente sensíveis à ação do vento e do gelo, sendo que a ação sísmica também pode ser importante, de acordo com os códigos de dimensionamento atuais. Foi assim estudado um número vasto de mastros metálicos treliçados, de 4 tipologias diferentes (dimensões da base de 0.50\*0.50 m; 1.40\*1.40 m; 2.50\*2.50 m; 4.30\*4.00 m; com diferentes tipos de secção e alturas entre 6 a 18 metros, e variando também o número e tamanho dos refletores), considerando as ações do vento, do gelo e sísmicas. A análise foi efetuada de acordo com códigos de dimensionamento contemporâneos e com *software* apropriado para o efeito.

Concluiu-se que existe uma série de recomendações e códigos bem definidos no que diz respeito ao dimensionamento destas estruturas em relação ao vento, de modo a que os mastros estejam preparados para resistir às situações mais críticas. Assim sendo, estas estruturas podem ser analisadas e dimensionadas com segurança e as suas particularidades podem ser modeladas de modo correto. Em relação aos mastros de base 0.50\*0.50 m, os seus membros excedem a capacidade estrutural quando carregam refletores de maior diâmetro. As restantes tipologias, com as dimensões de base referidas anteriormente, são vulneráveis à ação combinada do vento com o gelo, sendo esta a principal causa de rotura. Em relação à ação sísmica, a mesma não é condicionante para os mastros de bases com dimensões 0.50\*0.50 m e 1.40\*1.40 m, pois têm alturas relativamente pequenas. No entanto, à medida que aumenta a altura das torres e as dimensões das suas secções transversais, as combinações sísmicas causam cada vez mais

consequências negativas, em especial nos membros de contraventamento e nas partes inferiores das pernas.

### 2.1.3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES SOB A AÇÃO SÍSMICA NO SRI LANKA, PARA SUSTENTABILIDADE

No estudo desenvolvido por Grunathilaka *et al.* (2013), foi realizada uma análise que tem como objetivo avaliar o comportamento das torres já existentes no Sri Lanka (devido ao rápido desenvolvimento do setor da comunicação, foi construído um grande número de torres neste país, nas últimas décadas), sob o efeito da ação sísmica, visto que esta não foi considerada no dimensionamento das mesmas, e caso se verifique que o sismo seja condicionante, encontrar soluções que visem melhorar o comportamento estrutural das torres. O estudo foi limitado a torres metálicas auto-suportadas treliçadas quadradas, que são o tipo de torre mais comum no país. As torres selecionadas para o efeito têm 30, 50 e 80 metros, e nesta análise foi usado o código ANSI/TIA-222-G-2005 e o *software* de cálculo SAP2000. Optou-se por um método de análise estática equivalente.

Concluiu-se que as torres em análise irão resistir, sem qualquer tipo de problema, a sismos moderados, assumindo que foram dimensionadas tendo em conta devidamente a velocidade do vento nas zonas em que foram implantadas. Para sismos severos e muito severos, as torres irão comportar-se satisfatoriamente se foram dimensionadas tendo em conta uma velocidade do vento de 50 m/s. No entanto, os elementos das torres de 30 metros poderão, sob o efeito de sismo severo, atingir tensões próximas das máximas de cálculo, caso tenham sido dimensionadas para uma velocidade do vento de 33.5 m/s, que é a mínima velocidade que pode ser usada para efeitos de dimensionamento no Sri Lanka. Os autores finalizam recomendando o uso de análises dinâmicas, tais como espectros de resposta ou funções de registos temporais baseadas em condições locais.

### 2.1.4 RESPOSTA ESTRUTURAL DE MASTROS TRELIÇADOS SOB AÇÃO SÍSMICA

Nesta investigação de Vidya & Abhijeet (2006), foi analisada a resposta das estruturas em questão sob a ação do vento combinada com o gelo, e a ação sísmica. Para o efeito, foram estudados seis tipos de mastros treliçados. Quatro destes localizam-se no solo, e dois estão implantados em edifícios, sendo que variam as suas secções transversais, dimensões dos elementos e respetivas alturas. De modo a avaliar o desempenho estrutural, foi levada a cabo uma análise de elementos finitos. Concluiu-se que o esforço de corte na base devido à ação sísmica é muito pequeno quando comparado com o devido à ação do vento. No caso dos mastros com alturas relativamente pequenas, o seu comportamento não é afetado pela ação sísmica. No entanto, esta passa a ter cada vez mais influência no comportamento estrutural à medida que a altura dos mastros aumenta.

### 2.1.5 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES AUTO-SUPORTADAS QUADRADAS, EFEITOS CONSIDERADOS NA MALÁSIA

De acordo com Razak *et al.* (2012), nenhum estudo específico relativo ao efeito da ação sísmica foi efetuado para as torres de telecomunicações situadas na Malásia, daí a importância que os autores deram a esta investigação. O objetivo principal deste estudo foi determinar o comportamento sísmico e posteriormente avaliar a integridade estrutural das torres existentes. A investigação contempla a análise de 6 torres auto-suportadas quadradas, com alturas variando entre 30 a 140 metros. Cada uma é analisada em 4 tipos de solo e em diferentes zonas sísmicas. Foram usados modelos de elementos finitos com recurso ao *software* SAP2000 e os códigos de dimensionamento IBC2000 e EC8. Foi efetuada uma análise que envolve os deslocamentos dos nós dos modelos estruturais, o esforço de corte nas bases dos mesmos, bem como os esforços axiais nos membros estruturais. Concluiu-se que os deslocamentos aumentam à medida que se incrementa a altura da torre, e os mesmos são também maiores nos solos menos rígidos.

A mesma conclusão é aplicável também aos esforços de corte na base. No entanto, nenhum dos deslocamentos obtidos excedeu o máximo admissível pelo ASCE/IBC. Os resultados da análise também mostram que os esforços axiais instalados nos elementos das torres situadas em solos menos rígidos são quase o dobro dos instalados nas torres situadas em solos mais rijos, mesmo que a aceleração de pico do solo seja a mesma.

#### 2.1.6 ANÁLISE SÍSMICA DE TORRES ALTAS DE TV CONSIDERANDO DIFERENTES SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Na investigação de Shah & Desai (2013), é analisada a resposta sísmica de 4 torres auto-suportadas quadradas de diferentes alturas (80, 110, 150 e 175 metros) para diferentes tipos de contraventamento (tipo cruzado, tipo M e tipo K).

As estruturas foram analisadas com recurso ao *software* SAP2000, e usaram-se análises estáticas equivalentes e dinâmicas. Foi também efetuada uma análise temporal representativa do sismo de Bhuj. As principais conclusões retiradas foram as seguintes:

- À medida que a altura da torre aumenta, a sua massa também é incrementada, e consequentemente também são maiores as forças sísmicas, conduzindo assim a esforços de corte maiores na base;
- Para a torre de 80 metros, os esforços de corte menores na base são para o contraventamento tipo M. Portanto, este é o mais económico para alturas médias que vão até aos 80 metros;
- Para as torres de 110, 150 e 175 metros de altura, os esforços de corte na base são menores para o contraventamento tipo K, sendo portanto este o mais económico para torres de grande altura;
- O esforço de corte na base da torre de 175 metros obtido pela análise estática equivalente é cerca de 30% mais alto do que o obtido pelo método dinâmico, e portanto, para as estruturas altas devem ser usados métodos deste género, como por exemplo análises através de espectros de resposta ou análise temporal.

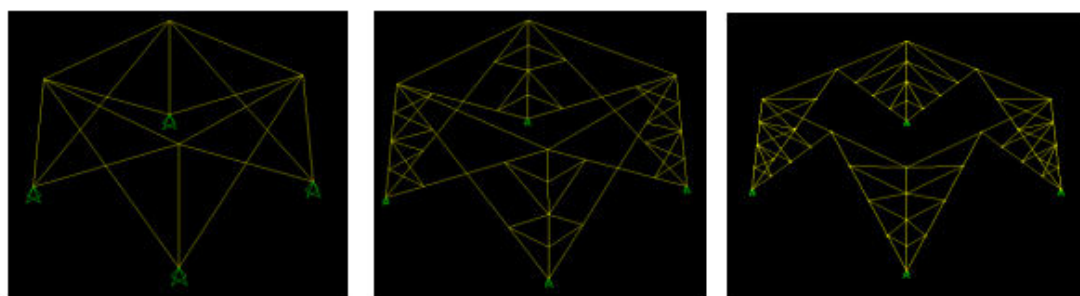


Figura 2.1 - Tipos de contraventamento usados nesta investigação (tipo cruzado, tipo M e tipo K, respetivamente da esquerda para a direita)

## 2.2 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

Segundo o Eurocódigo 8- EN 1998-1 existem dois cenários para a ação sísmica:



- Sismos afastados, com epicentro no mar, a grandes distâncias do continente, e apresentam magnitudes superiores a 5,5. Têm grandes durações (normalmente acima dos 30 segundos) e frequências baixas (em torno de 1 Hz). A componente vertical é pouco importante quando comparada com a horizontal (Arêde,2013). Estes constituem a ação sísmica tipo 1.
- Sismos próximos, com epicentro em terra e magnitudes moderadas (inferiores a 5,5). Têm durações curtas (no intervalo dos 7 aos 14 segundos) e frequências altas (entre 3 a 3,5 Hz). A componente vertical é importante e pode chegar à ordem de grandeza da horizontal (Arêde,2013). Estes constituem a ação sísmica tipo 2.

O zonamento sísmico para Portugal Continental e para os arquipélagos dos Açores e Madeira é definido no Anexo Nacional pelas figuras NA.I, NA.II e NA.III. De acordo com o mesmo, apenas é considerada a ação tipo 1 para o arquipélago da Madeira, e a ação tipo 2 para o arquipélago dos Açores.

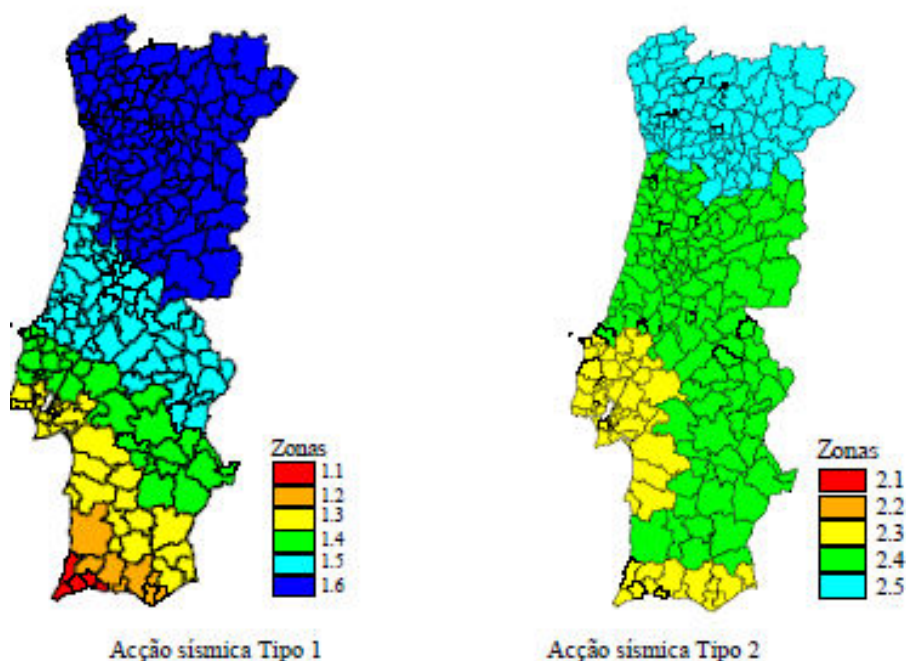


Figura 2.2 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN 1998-1)



Figura 2.3 - Zonamento sísmico no arquipélago da Madeira, ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1)

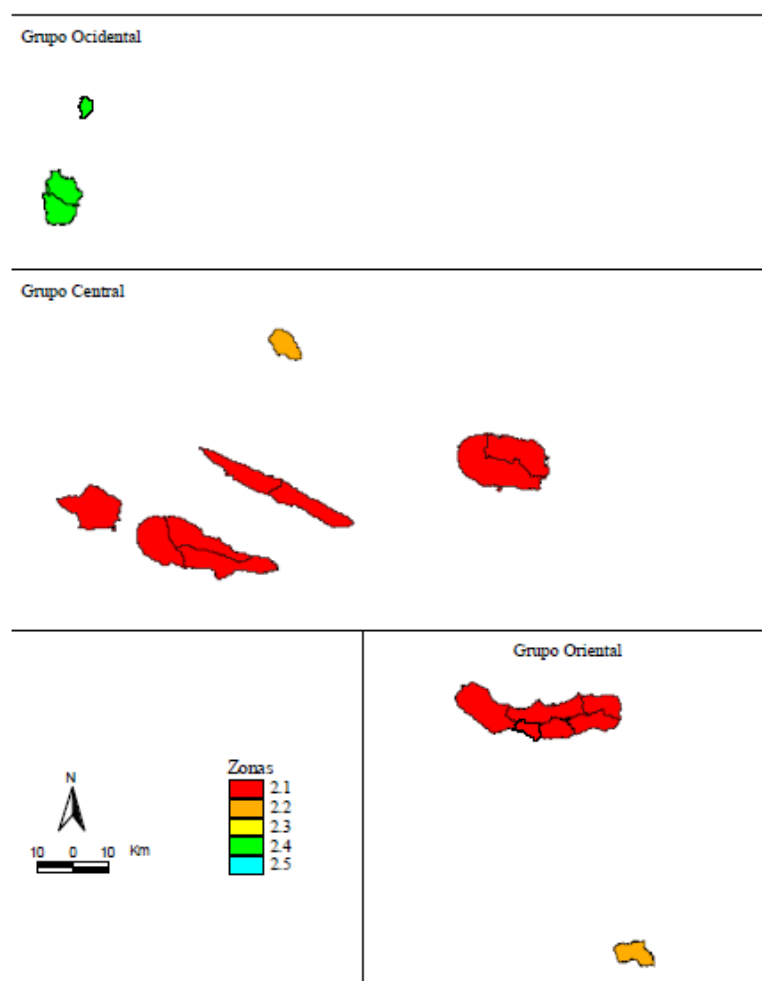


Figura 2.4 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores, ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1)

O zonamento sísmico é estabelecido em termos da aceleração máxima de referência  $a_{gr}$ , que é a aceleração de pico em rocha, para cada tipo de ação sísmica, definida para cada zona sísmica no Anexo Nacional pelo Quadro NA.I.

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Figura 2.5 - Aceleração máxima de referência  $a_{gr}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA.I)

A ação sísmica depende também da classe de importância da estrutura. Através do Quadro NA.II, o Anexo Nacional fixa 4 classes de importância, atribuindo um coeficiente de importância  $\gamma_I$  que afeta a

ação. Os valores do mesmo variam entre 0.65 e 1.95, dependendo do tipo de ação sísmica e da zona (Continente ou Açores).

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 2.6 - Coeficientes de importância  $\gamma_i$  (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA.II)

O quadro 4.3 do Anexo Nacional indica as classes de importância a atribuir a edifícios:

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 2.7 - Classes de importância para os edifícios (adaptado de EN 1998-1, Quadro 4.3)

No caso particular em análise, podem ser encontradas mais informações na norma EN 1998-6:2005 (E). Esta norma é específica para torres, mastros e chaminés. O Quadro 4.1 da respetiva norma indica as várias classes de importância no caso destas estruturas particulares.

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

Figura 2.8 - Classes de importância para torres, mastros e chaminés (adaptado de EN 1998-6:2005, Q.4.1)

O Eurocódigo 8 também considera o tipo de terreno em que está implantada a estrutura a analisar, pois os efeitos da ação sísmica estão intrinsecamente ligados a este. Através do Quadro 3.1 presente na norma EN 1998-1 podem ser consultados os vários tipos de terreno e a descrição de cada um deles. Esta última é efetuada de um modo qualitativo e quantitativo, sendo este último por sua vez feito através de ensaios de campo que permitem obter parâmetros geotécnicos objetivos, tais como o número de pancadas no ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ), a velocidade de propagação das ondas de corte no solo ( $v_{s,30}$ ) e a coesão não drenada ( $c_u$ ) no caso de solos argilosos.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Figura 2.9 - Classes de importância para os edifícios (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.1)

Segundo o Eurocódigo 8 existem vários métodos de análise sísmica. Os dois métodos abordados no presente trabalho são a análise espectral e a análise temporal.

## 2.3 ANÁLISE ESPETRAL

### 2.3.1 ESPETROS DE RESPOSTA

A equação dinâmica fundamental do movimento de uma estrutura de um grau de liberdade é dada pela equação (2.1) (Chopra, 2007):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1)$$

Em que **m** representa a massa da estrutura, **c** representa a constante de amortecimento e **k** é a rigidez do sistema. Todas estas grandezas podem ser generalizadas, sendo nesse caso recorrente o uso de funções de forma. Em relação às restantes grandezas,  **$\ddot{u}$**  representa a aceleração,  **$\dot{u}$**  representa a velocidade, **u** é o deslocamento e **p(t)** é a força que solicita a estrutura, de grandeza variável com o tempo. O primeiro membro da equação é constituído pela soma da força de inércia, com a força de amortecimento e a força elástica, respetivamente. A resolução desta equação permite obter, para cada instante de tempo, os deslocamentos que a estrutura sofre devido à solicitação, e consequentes velocidades e acelerações, através de processos de derivação.

No caso particular de uma estrutura solicitada por uma aceleração sísmica na base, a equação de movimento passa a ser descrita da seguinte forma:

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.2)$$

Em que  **$\ddot{u}^t$**  passa a representar a aceleração total, sendo todas as restantes grandezas iguais às descritas anteriormente. Esta alteração deve-se ao facto de as forças de inércia dependerem do deslocamento total da estrutura, enquanto as forças de amortecimento e elásticas dependem apenas do movimento relativo, e daí advém a resposta dinâmica devida ao sismo.

Portanto, o deslocamento total da estrutura  **$u^t$**  passa a ser composto pelo deslocamento do solo  **$u_g$**  mais o deslocamento relativo da estrutura em relação ao solo **u**, conforme equação (2.3).

$$u^t = u_g + u \quad (2.3)$$

Derivando duas vezes a equação anterior obtém-se:

$$\ddot{u}^t = \ddot{u}_g + \ddot{u} \quad (2.4)$$

Sendo portanto a aceleração total composta pela soma da aceleração do solo com a aceleração relativa da estrutura. Substituindo (2.4) em (2.2) obtém-se:

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.5)$$

Que depois de reorganizada apresenta a seguinte forma:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.6)$$

Ou seja, em condições sísmicas, é como se a estrutura de massa **m** fosse solicitada por uma força proporcional à ação do solo ( **$m\ddot{u}_g$** ), mantendo-se os apoios fixos (Chopra, 2007).

**$\ddot{u}_g(t)$**  são os acelerogramas registados à superfície do solo. A figura 2.10 mostra o exemplo de um acelerograma, neste caso representativo do sismo de *El Centro*, ocorrido em 18 de Maio de 1940.

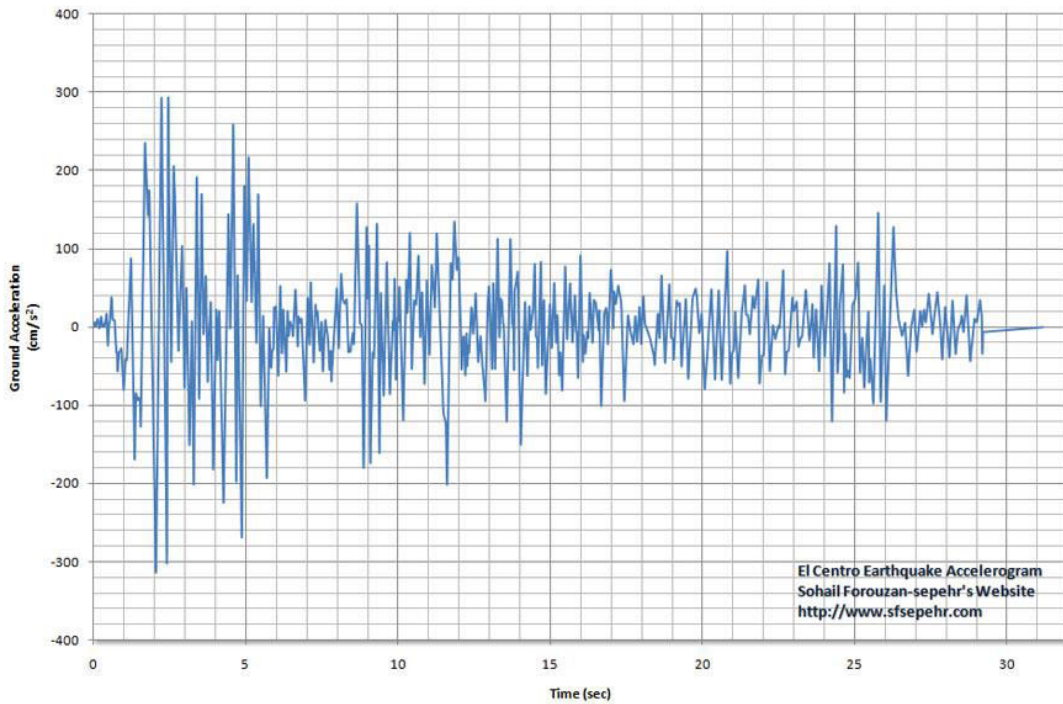


Figura 2.10 - Acelerograma do sismo de *El Centro* (fonte: retirado do endereço de referência [6])

Partindo da equação (2.6), e introduzindo o coeficiente de amortecimento  $\xi$ , que representa o rácio entre a constante de amortecimento  $c$  e o amortecimento crítico  $c_{crit}$  ( $c_{crit} = 2.m.w$ , sendo  $m$  a massa e  $w$  a frequência natural da estrutura em radianos por segundo, sendo este último igual à raiz quadrada do quociente entre a rigidez e a massa da estrutura), pode-se dar outra forma à mesma, dividindo ambos os membros por  $m$ .

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \Leftrightarrow \ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = -\ddot{u}_g \Leftrightarrow \ddot{u} + 2\xi w\dot{u} + w^2u = -\ddot{u}_g \quad (2.7)$$

A solução da equação (2.7) fornece os deslocamentos relativos da estrutura devidos à ação sísmica, para qualquer instante de tempo, e pode ser obtida através de um método numérico tal como por exemplo o integral de Duhamel. Assim, utilizando este método, chega-se à solução procurada, que é dada pela expressão (2.8).

$$u(t) = \frac{1}{mw} \int_0^t m \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \sin w(t-\tau) d\tau \quad (2.8)$$

O valor máximo deste deslocamento pode ser tomado como uma medida da intensidade do sismo que originou o acelerograma  $\ddot{u}_g(t)$  (Chopra, 2007). Seja:

$$S_d(w, \xi) = \max \{u(t)\} \quad (2.9)$$

Fazendo variar  $w$  e  $\xi$  e traçando o resultado num diagrama  $S_d$  versus  $w$ , obtém-se para cada valor de  $\xi$  o espectro de deslocamentos de uma dada ação, que representa a resposta de todos os possíveis osciladores de um grau de liberdade, a essa mesma ação.

Desta maneira é possível obter espectros de resposta que se referem a deslocamentos relativos máximos da estrutura. Sabe-se também que num sistema sem amortecimento, a aceleração absoluta é sempre

proporcional ao deslocamento, e este facto é válido para qualquer instante de tempo, nomeadamente para os instantes em que ocorrem os valores máximos. Ou seja:

$$m\ddot{u}^t + ku = 0 \Rightarrow m\ddot{u}_{máx}^t + ku_{máx} = 0 \Leftrightarrow \ddot{u}_{máx}^t = -w^2 u_{máx} \quad (2.10)$$

$$S_a(w) = -w^2 S_d(w) \quad (2.11)$$

A mesma conclusão pode ser obtida para sistemas com amortecimento, atendendo a que quando os deslocamentos relativos são máximos, a velocidade relativa é nula (ou próxima de zero) (Chopra, 2007). Assim:

$$S_a(w, \xi) = w^2 S_d(w, \xi) \quad (2.12)$$

Na expressão 2.12 foi omitido o sinal negativo no 2º membro pois este é irrelevante no caso da ação sísmica.

Ao considerar a envolvente de vários espectros devidos a vários acelerogramas que caracterizam a ação sísmica obtêm-se os espectros de resposta regulamentares. O Eurocódigo 8- EN 1998-1 apresenta um espectro de resposta elástica de acelerações.

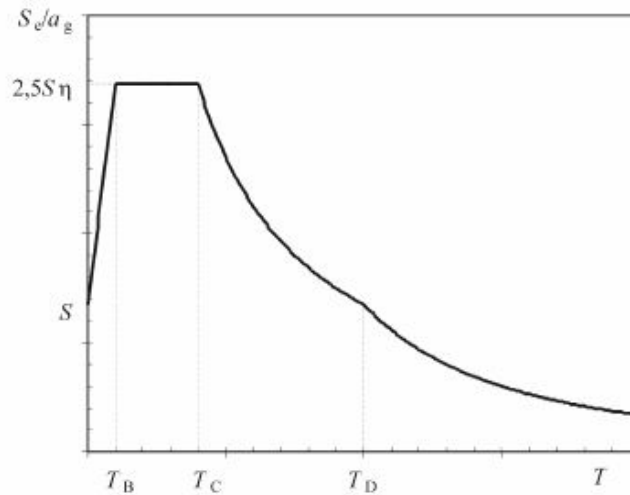


Figura 2.11 - Forma do espectro de resposta elástica (adaptado de EN 1998-1)

Para as componentes horizontais da ação sísmica, as expressões que definem os vários tramos do espectro são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.14)$$



$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.15)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.16)$$

Em que os parâmetros apresentados têm os seguintes significados:

- $S_e(T)$ : Espectro de resposta elástico;
- $T$ : Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $a_g$ : valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$ );
- $T_B$ : limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$ : limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$ : valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$ : coeficiente de solo;
- $\eta$ : coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$ , para 5% de amortecimento viscoso;

Os valores dos parâmetros acima mencionados variam consoante se esteja a considerar a ação sísmica tipo 1 ou tipo 2, e podem ser consultados na norma EN 1998-1 através dos quadros 3.2 e 3.3 respetivamente.

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

Figura 2.12 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.2)

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>B</i>	<i>1,35</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>C</i>	<i>1,5</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>D</i>	<i>1,8</i>	<i>0,10</i>	<i>0,30</i>	<i>1,2</i>
<i>E</i>	<i>1,6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>

Figura 2.13 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1, Quadro 3.3)

Em Portugal, a definição dos espectros de resposta para ações sísmicas tipo 1 e 2, devem ser feitas através dos Quadros NA-3.2 e NA-3.3, respetivamente, em detrimento dos Quadros 3.2 e 3.3.

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 2.14 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA-3.2)

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 2.15 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 2 (adaptado de EN 1998-1, Quadro NA-3.3)

O parâmetro  $S$  também deve ser calculado tendo em conta a nota existente no Anexo Nacional NA3.2.2.2(2)P, que refere o seguinte:

- para  $a_g \leq 1\text{m/s}^2$ ,  $S = S_{máx}$
- para  $1\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 4\text{m/s}^2$ ,  $S = S_{máx} - \frac{S_{máx}-1}{3} (a_g - 1)$
- para  $a_g \geq 4\text{m/s}^2$ ,  $S=1,0$

O valor do coeficiente de correção do amortecimento  $\eta$  poderá ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55 \quad (2.17)$$

em que  $\xi$  é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem. O espectro de resposta elástica de deslocamentos  $S_{De}(T)$  pode ser obtido diretamente do espectro de acelerações, através da expressão (2.18):

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.18)$$

Também a componente vertical da ação sísmica pode ser representada por um espectro. Este é análogo ao apresentado anteriormente, e é definido tramo a tramo pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.19)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.20)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.21)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.22)$$

Os valores recomendados para os parâmetros anteriores podem ser consultados no Quadro 3.4 da Norma EN 1998-1.

<i>Espectro</i>	$a_{vg}/a_g$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
<i>Tipo 1</i>	0,90	0,05	0,15	1,0
<i>Tipo 2</i>	0,45	0,05	0,15	1,0

Figura 2.16 - Valores dos parâmetros descritos para ação sísmica tipo 1 e 2 (adaptado de EN 1998-1)

### 2.3.2 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Os espectros descritos anteriormente são espectros elásticos, ou seja, admite-se que o comportamento da estrutura estará sempre no regime elástico-linear. No entanto, quando se faz um dimensionamento à ação sísmica, normalmente o mesmo é efetuado de modo a aproveitar a ductilidade da estrutura, ou seja, faz-se o seu cálculo de modo a resistir a forças inferiores às originadas pelo sismo, permitindo que a estrutura entre em regime plástico. Este processo é realizado tendo em conta o coeficiente de comportamento  $q$ . Quanto mais capacidade dissipativa a estrutura possuir, mais altos poderão ser os coeficientes de comportamento adotados.

O coeficiente de comportamento é definido na EN1998-1, secção 3.2.2.5, (3)P, que diz os seguinte: ‘O coeficiente de comportamento,  $q$ , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Os valores do coeficiente de comportamento  $q$ , que também incluem a influência de amortecimentos viscosos diferentes de 5 %, são apresentados nas várias Partes da EN 1998 para vários materiais e sistemas estruturais, tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. O valor do coeficiente de comportamento  $q$  poderá ser diferente em diferentes direções horizontais da estrutura, embora a classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direções.’

A EN1998-6:2005 (E), secção 3.3, específica para tipologias estruturais que incluem as analisadas no presente trabalho, propõe duas alternativas para o coeficiente de comportamento, transcritas de seguida:

- ‘(2) Para torres, mastros e chaminés, dependendo das secções estruturais dos elementos, o cálculo para comportamento elástico até estado limite último poderá ser apropriado. Neste caso, o coeficiente de comportamento  $q$  não deverá exceder  $q=1.5$ .’
- ‘(3) Alternativamente a (2), o cálculo pode ser baseado no espectro de resposta elástico com  $q=1.0$ , e valores de amortecimento que são escolhidos de modo a serem apropriados para a situação particular, de acordo com 4.2.4.’

No presente trabalho optou-se pela segunda opção, pois o objetivo não é trabalhar com valores de cálculo, mas sim analisar o comportamento da estrutura e verificar se se mantém sempre em regime elástico

sob a solicitação sísmica. O coeficiente de amortecimento utilizado foi de 2%, tanto para as torres como para os mastros, pois visto serem estruturas de aço, o coeficiente adotado é uma boa estimativa do amortecimento deste material.

Caso se pretenda trabalhar com valores de cálculo, as equações a utilizar na definição do espectro de resposta são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (2.25)$$

$$\leq T_D \leq T : S_e(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (2.26)$$

Todos os parâmetros indicados são definidos anteriormente, com a exceção de  $\beta$ , que é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, cujo valor recomendado pela Norma EN 1998-1 é de 0,2.

### 2.3.3 DEFINIÇÃO DOS ESPETROS A USAR NO PRESENTE TRABALHO

Nas secções anteriores foram apresentados todos os aspetos necessários à formulação do espectro que se vai utilizar no presente trabalho. Como já foi referido, as estruturas sujeitas a análise, consideram-se localizadas em Sagres, que é a pior zona do país em termos de zonamento sísmico. Considerando inicialmente os dois tipos de ação sísmica, tem-se que Sagres pertence à zona 1.1 para ação sísmica tipo 1 e à zona 2.3 para ação sísmica tipo 2 (ver fig. 2.2), obtendo-se deste modo acelerações máximas de referência ( $a_{gr}$ ) de 2.5 e 1.7 m/s<sup>2</sup>, respetivamente (ver fig. 2.5). As estruturas foram consideradas de classe IV (ver fig.2.6), pois o setor das telecomunicações deve estar ativo após a ocorrência de um sismo, pelo que se obtêm coeficientes de importância de 1.95 e 1.5, respetivamente para ação sísmica tipo 1 e 2 (ver fig. 2.5). O valor da aceleração à superfície resulta do produto entre a aceleração de referência e o coeficiente de importância. Estes valores finais são de 4.88 e 2.55 m/s<sup>2</sup>, para ação tipo 1 e 2, respetivamente. Ir-se-á deste modo utilizar na análise a ação tipo 1, em que o valor de cálculo da aceleração à superfície a utilizar é portanto 4.88 m/s<sup>2</sup>. Como já foi referido, para acelerações superiores a 4 m/s<sup>2</sup>, o parâmetro  $S_{máx}$  deve ser igual à unidade, segundo o Anexo Nacional.

Os parâmetros  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  valem respetivamente 0.1, 0.8 e 2.0 segundos, para um terreno tipo D. Para os terrenos tipo A, B ou C, a única diferença reside em  $T_C$ , que passa a valer 0.6 segundos (ver fig.2.14). Assim sendo, em tem-se apenas dois tipos de terreno: terreno tipo D, e todos os restantes são iguais em termos de valores espectrais. As análises serão conduzidas para estas duas situações. Já foi referido que o coeficiente de amortecimento é de 2%, e que se irá trabalhar com o espectro elástico, o que equivale a

dizer que o coeficiente de comportamento é igual a 1. Foram deste modo obtidos todos os parâmetros que permitem traçar o espectro de resposta a utilizar. Apresentam-se de seguida dois espectros: um associado a terrenos tipo D e outro associado aos restantes tipos de terrenos.

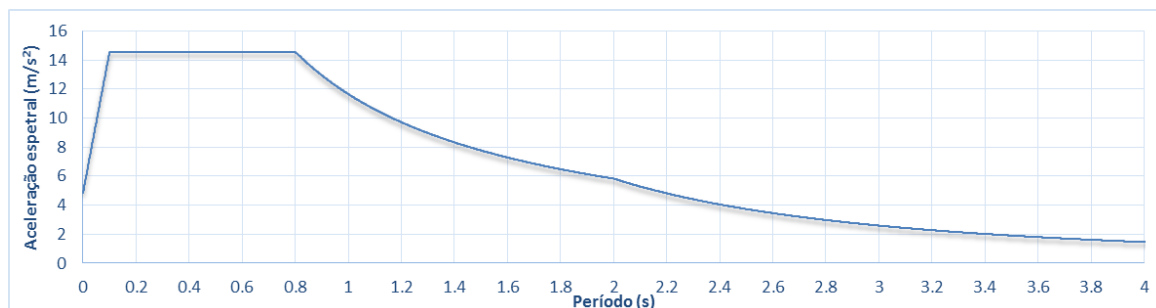


Figura 2.17 - Espectro elástico de acelerações para terrenos tipo D

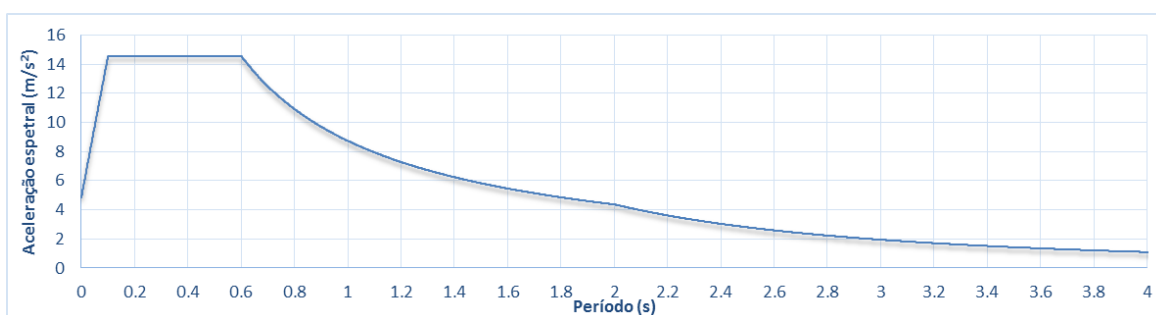


Figura 2.18 - Espectro elástico de acelerações para terrenos tipo A, B ou C

## 2.4 ANÁLISE TEMPORAL

A análise temporal permite conhecer o comportamento da estrutura quando submetida a uma determinada ação sísmica. Visto que a mesma é composta por uma infinidade de somatórios de funções sinusoidais e cossenoidais, que atuam numa determinada gama de frequências principais, a sua maior ou menor afetação na resposta da estrutura irá variar muito de sismo para sismo. Deste modo, uma estrutura poderá experimentar um comportamento bastante aceitável para um determinado sismo, e poderá colapsar se submetida a outro sismo diferente. A resposta da estrutura depende da frequência da mesma e da gama de frequências principais do sismo. Quanto mais próximas estas forem, maiores serão as consequências na estrutura em termos de deslocamentos e esforços. É importante referir que o que mais importa comparar é a gama de frequências dos sismos, pois sismos com a mesma aceleração máxima de pico podem induzir comportamentos totalmente distintos na estrutura. Este facto será verificado no presente trabalho, aquando da realização das análises temporais para as torres e mastros.

Tendo em conta a grande variabilidade das frequências em que os sismos podem atuar, é de todo o interesse fazer um estudo que englobe o maior número de sismos possíveis. Em estudos desta natureza e de grande dimensão, dever-se-iam analisar centenas de sismos, cujos resultados após serem criteriosamente analisados estatisticamente, poderiam fornecer uma envolvente que permitiria caracterizar a resposta sísmica da estrutura. De facto, este tipo de procedimento constitui uma base de obtenção dos espectros regulamentares. No presente trabalho, foram utilizados apenas dois registos sísmicos, por uma questão de tempo. Os sismos foram escolhidos tendo em conta as graves consequências negativas que

acarretaram e as variabilidades dos acelerogramas. Serão feitas portanto análises tendo em conta os acelerogramas e espectros de acelerações gerados pelos sismos de Kobe e de Northridge, sendo que os mesmos foram retirados do sítio do Centro de Pesquisa de Engenharia Sísmica do Pacífico [7]

#### 2.4.1 SISMO DE KOBE

O sismo de Kobe ocorreu na terça-feira do dia de 17 de Janeiro de 1995, às 05:46 (*Japan Standard Time*) no sul da Prefeitura de Hyogo, no Japão. Atingiu 6.8 na escala de magnitude de momento e durou cerca de 20 segundos. Estima-se que tenham morrido aproximadamente 6434 pessoas. Os danos causados corresponderam a cerca de 2.5 % do PIB do Japão nessa altura [8]. Apresentam-se de seguida o acelerograma e o espectro de acelerações gerados pelo sismo (obtidos da estação FUK).

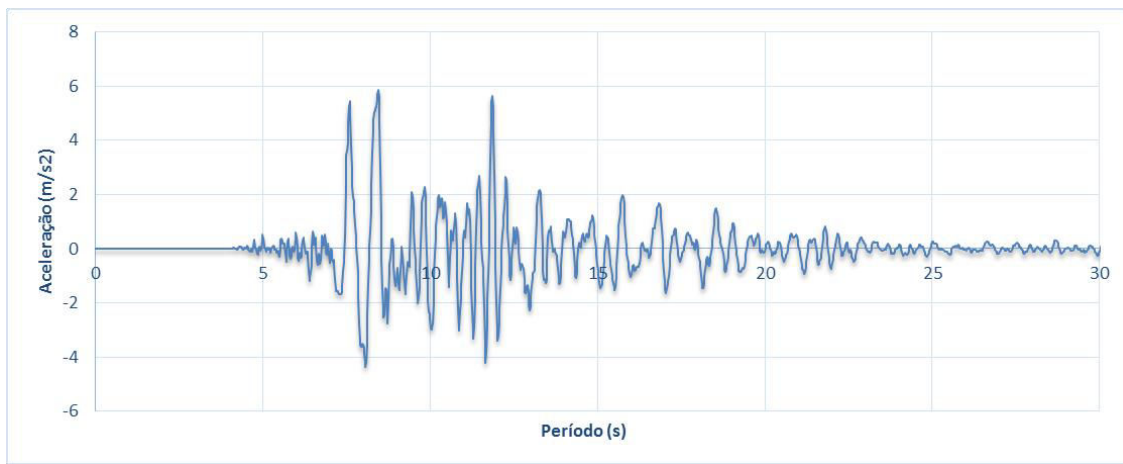


Figura 2.19 - Acelerograma registado durante o sismo de Kobe

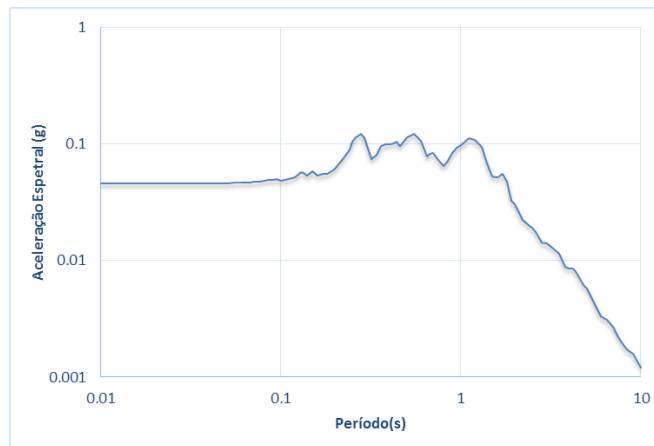


Figura 2.20 - Acelerações espectrais do sismo de Kobe (com ambas escalas logarítmicas)

Observa-se assim que o acelerograma atinge picos máximos de acelerações da ordem de  $6 \text{ m/s}^2$ . A partir de períodos superiores a 1.6 segundos, as acelerações espectrais começam a baixar drasticamente. Portanto, espera-se que estruturas com períodos maiores que esse sejam pouco afetadas por este sismo.

#### 2.4.2 SISMO DE NORTHRIDGE

Este sismo ocorreu no dia 17 de Janeiro de 1994 às 04:31 AM (*Pacific Standard Time*), e ocorreu a norte do Vale de São Fernando, na cidade de Los Angeles. Teve uma duração de aproximadamente 10 a 20 segundos e atingiu 6.7 na escala de magnitude de momento. Estima-se que tenha feito cerca de 72 mortos e 12000 feridos, e perdas económicas de 25 biliões de dólares, tornando-se um dos piores desastres naturais na história dos EUA [9]. Seguem-se o acelerograma e espectro de acelerações espectrais, obtidos da estação de Alhambra.

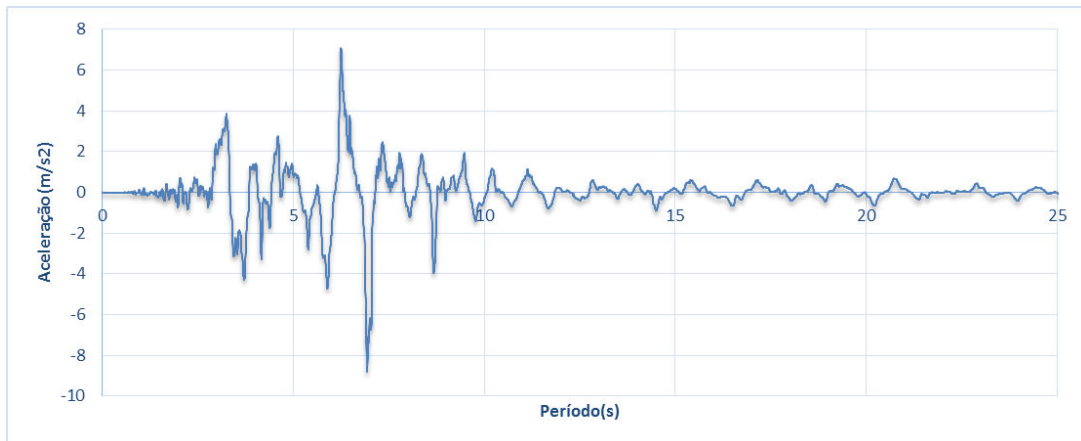


Figura 2.21 - Acelerograma registado durante o sismo de Northridge

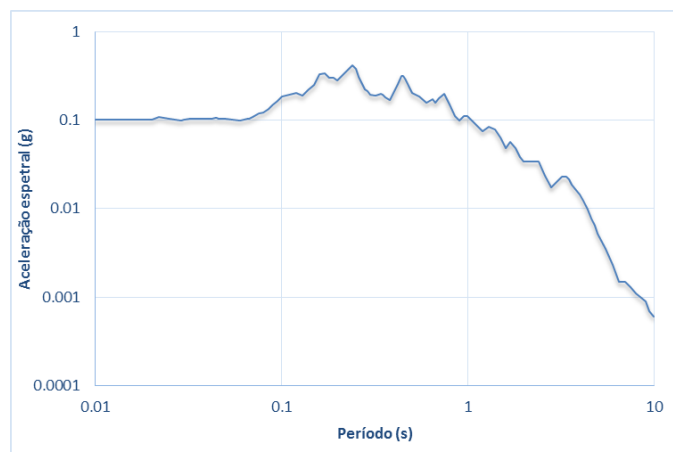


Figura 2.22 - Acelerações espectrais do sismo de Northridge (com ambas escalas logarítmicas)

Observa-se assim que o acelerograma atinge um pico máximo de aceleração da ordem de  $9 \text{ m/s}^2$ . A partir de períodos superiores a 1.0 segundos, as acelerações espectrais começam a baixar drasticamente. Portanto, espera-se que estruturas com períodos maiores que esse sejam pouco afetadas por este sismo. Em anexo apresenta-se o mesmo espectro mas em escala linear.

#### 2.4.3 ESCALONAMENTO DOS REGISTOS SÍSMICOS

O Eurocódigo 8 permite a análise sísmica de estruturas tendo em conta acelerogramas registados após a ocorrência de determinados sismos. Assim sendo, é possível usar quaisquer acelerogramas originados

por qualquer sismo que tenha ocorrido em qualquer parte do mundo. O recurso a esses acelerogramas é permitido desde que os seus valores sejam graduados em função do valor do PGA local (que corresponde ao valor de  $a_g$ ), que no caso em estudo assume o valor de  $4.88 \text{ m/s}^2$ . A constante de normalização de cada sismo  $i$  ( $K_{PGA,i}$ ) é dada pelo seguinte rácio:

$$K_{PGA,i} = \frac{PGA_{LOCAL}}{a_{m\acute{a}x,i}} \quad (2.27)$$

$a_{m\acute{a}x,i}$  corresponde à aceleração máxima de pico obtida para o sismo  $i$ . Multiplicando todos os registos sísmicos pela constante de normalização, obtêm-se os acelerogramas escalados. Após a obtenção destes, está-se em condições de efetuar a análise temporal, aplicando o sismo a cada direção da estrutura independentemente.



# 3

## DESCRIÇÃO DAS TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS SOB ANÁLISE E METODOLOGIAS DE CÁLCULO

Toda a análise em seguida apresentada recai sobre três tipos de estruturas: torres reticuladas quadradas, torres reticuladas triangulares e mastros tubulares. Os modelos estruturais de ambas as torres reticuladas foram fornecidos pela Metalogalva, ou seja, estes modelos correspondem a torres existentes na realidade, cujo dimensionamento foi efetuado tendo em conta apenas a ação do vento e descartando a ação sísmica, sendo portanto da responsabilidade do autor a verificação à mesma. Todo o estudo se baseia na evolução do comportamento das torres para vários incrementos de massa no topo das mesmas, que correspondem aos eventuais massas das antenas e a outros equipamentos que se pretendam instalar. No caso dos mastros tubulares, os mesmos foram pré-dimensionados pelo autor, tendo como ação variável o vento, e posteriormente foi efetuada uma análise sísmica aos mesmos. Note-se que nestes foram feitas análises para diversas alturas e massas no topo. Toda a análise espectral e temporal foi efetuada com recurso ao *Robot Structural Analysis*, pois este é o *software* utilizado pela empresa, tendo sido portanto imposta a utilização deste mesmo como recurso de cálculo, para as torres treliçadas. Em relação aos mastros tubulares, as análises sísmicas foram analisadas com apoio do *Excel*.

### 3.1 TORRES RETICULADAS

#### 3.1.1 TORRE RETICULADA TRIANGULAR

A torre analisada no presente trabalho tem uma altura de 65 metros, desde o solo até ao topo, sendo que as pernas ficam enterradas. No modelo de cálculo, a base da torre foi considerada como perfeitamente encastrada e as características do aço são as correspondentes a um S 275, com um módulo de elasticidade de 210 GPa e uma densidade de 77 kN/m<sup>3</sup>. Todos os elementos estruturais da torre são constituídos por perfis tubulares. Apresentam-se de seguida 3 figuras de modo a dar uma perceção visual da estrutura em questão.

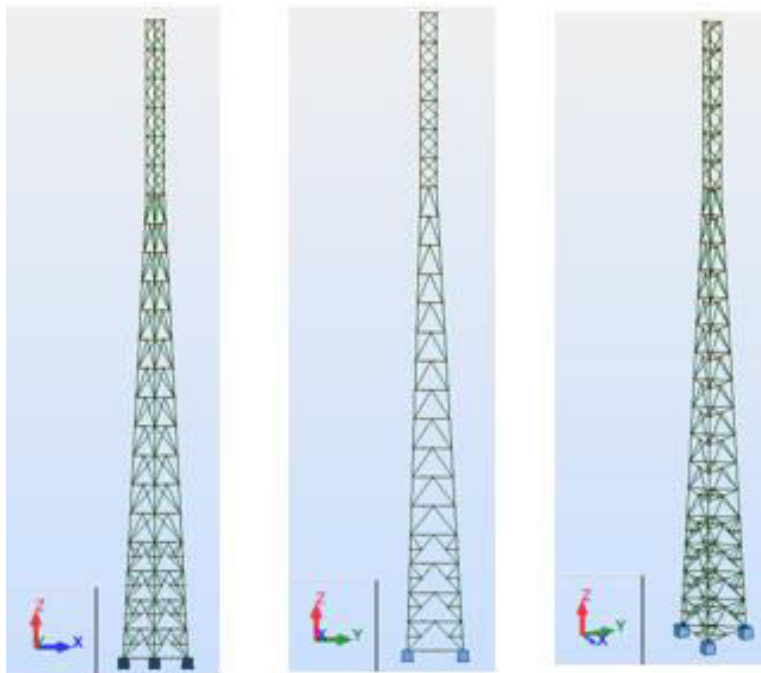


Figura 3.1 - Vistas frontal (corresponde à direção X), lateral (corresponde à direção Y) e em perspectiva da torre triangular

Como se pode observar, a estrutura irá apresentar comportamentos diferentes consoante as direções X ou Y, pois para estas não apresenta simetria. A análise foi efetuada para a ‘estrutura base’, que é constituída por uma plataforma situada a 61 metros de altura, e escadas ao longo de todo o seu comprimento. A plataforma transmite à estrutura um peso de 150 quilogramas (que foram modelados como uma carga superficial uniformemente distribuída) e as escadas transmitem um peso de 16 quilogramas (doravante designados por quilos) por metro linear de altura (que foram modeladas como duas cargas concentradas aplicadas ao nível de cada travessa).

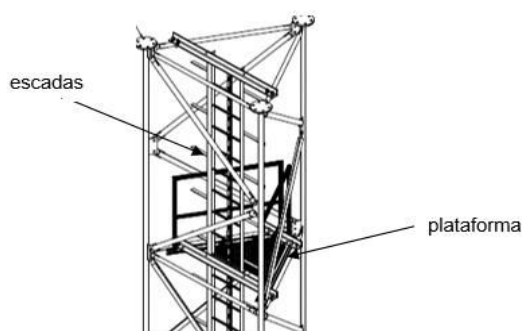


Figura 3.2 - Pormenor da localização das escadas e plataforma

À estrutura base foram adicionadas massas no seu topo (que correspondem ao peso das antenas e outros equipamentos), e para cada uma destas cargas foram retirados todos os parâmetros que constituem a análise. As cargas consideradas no topo correspondem ao peso de 0 quilos (para a estrutura base), com incrementos de 200 quilos, pertencendo a um intervalo que vai desde os 0 aos 2400 quilos, sendo que este último se verifica ser um limite superior perfeitamente válido, tendo em conta que o peso aplicado no topo destas estruturas nunca irá exceder esse valor.

### 3.1.2 TORRES RETICULADAS QUADRADAS

A torre em questão tem uma altura de 50 metros, desde o solo até ao topo, e à semelhança do que acontece na torre triangular, as pernas ficam enterradas e a sua base foi considerada como perfeitamente encastrada. As características do aço utilizado são as já referidas para o modelo anterior. Todos os elementos estruturais são materializados por cantoneiras. A fig.4.2 apresenta várias vistas da estrutura em questão.

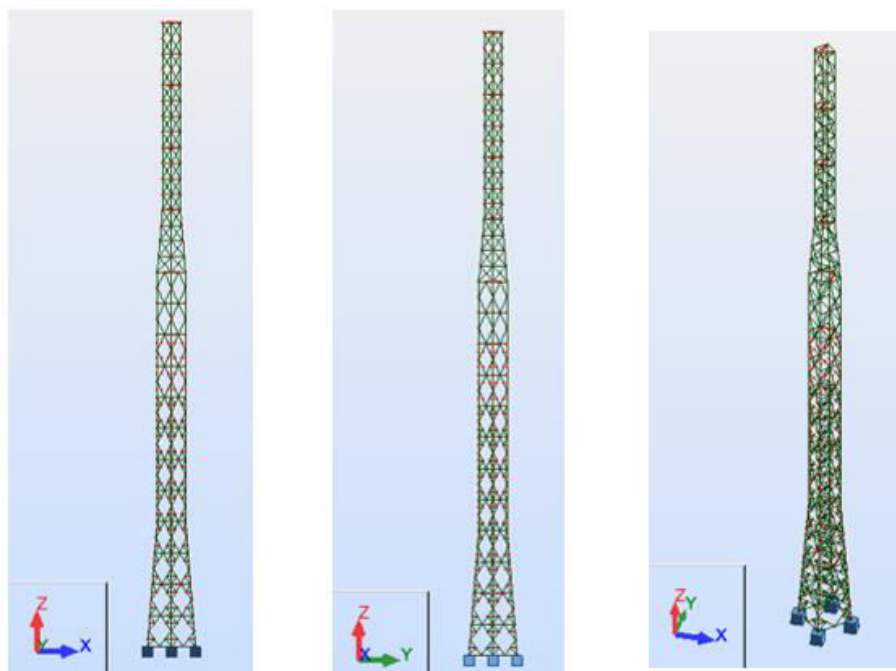


Figura 3.3 - Vistas frontal (corresponde à direção X), lateral (corresponde à direção Y) e em perspetiva da torre quadrada

Também nesta estrutura foi considerada a existência de uma plataforma, neste caso a 47,5 metros de altura, e escadas ao longo do seu comprimento. As cargas transmitidas à torre por estes dois equipamentos são iguais às consideradas para a torre triangular, e foram modeladas da mesma maneira. Neste caso, a torre apresenta simetria, ou seja, o seu comportamento irá ser igual tanto para a direção X como para a direção Y. Este facto não é estritamente correto, visto que as escadas não se localizam no plano vertical de simetria da estrutura, pelo que irá haver uma ligeira assimetria originada pelas cargas das mesmas. No entanto, pode-se perfeitamente desprezar essa assimetria, visto que de um modo global assume uma importância muito reduzida, podendo-se para efeitos práticos assumir que a torre é simétrica nas duas direções.

### 3.2 MASTROS TUBULARES

Os mastros tubulares foram pré-dimensionados em relação ao vento. Para o efeito, foi utilizada pelo autor a folha de cálculo desenvolvida na tese de Sousa (2014) com o título ‘Análise comparativa de postes de transmissão executados em aço macio e em aço de alta resistência’ (2014), que é específica para o dimensionamento de mastros tubulares. Assim, foi considerada a zona A, que é a mais condizante em termos de ação do vento. A folha de cálculo utilizada tem por base o método geral proposto

no EC3, secção 6.3.4, para o cálculo da encurvadura. Os mastros foram dimensionados para uma carga vertical no topo de 23.54 kN, que corresponde a uma massa de 2400 quilos (sendo esta a massa máxima considerada no decorrer das análises de todas as estruturas), e o peso próprio foi majorado pelo fator 1.1, de modo a ter em conta as sobreposições das secções transversais devido às ligações por encaixe, galvanização e pintura... O pré-dimensionamento foi efetuado também de modo a verificar a ovalização, sendo que por vezes esta foi a mais condicionante, conduzindo a soluções mais robustas. O aço considerado foi o mesmo utilizado para as torres treliçadas. As alturas consideradas foram de 15, 18, 21, 24, 27 e 30 metros, sendo que para cada uma destas foram considerados, na análise sísmica, os mesmos incrementos de massa já referidos para as torres treliçadas. Todas as estruturas apresentam secção circular que varia linearmente em altura, sendo que as espessuras adotadas também variam em altura, na maior parte dos casos. Todas as características geométricas dos diferentes mastros são apresentadas no Anexo A3.

### 3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE

No capítulo anterior foram apresentadas as duas análises principais que vão ser efetuadas para os três tipos de estrutura em estudo, que consistem na análise espectral e na análise temporal. Ir-se-á de seguida explicar mais pormenorizadamente os métodos de cálculo subjacentes a cada uma das mesmas.

#### 3.3.3 ANÁLISE MODAL

No capítulo 4 foi introduzido o conceito de análise espectral, e explicado em que consiste este método para estruturas de um grau de liberdade. No caso das torres treliçadas, não existe um só grau de liberdade, existem infinitos graus de liberdade, pelo que se torna necessário recorrer à análise modal.

##### 3.3.3.1 Matriz Rigidez

A matriz rigidez  $[K]$  de uma estrutura com  $n$  graus de liberdade é tal que:

$$[K] \cdot [u] = [f] \quad (3.1)$$

sendo  $[u]$  o vetor dos deslocamentos associados aos graus de liberdade escolhidos e  $[f]$  o vetor das forças nodais equivalentes à ação exterior. Resulta assim que a matriz  $[K]$  é constituída por  $n \times n$  membros  $k_{ij}$ , em que cada um deles representa a força de restituição elástica desenvolvida na direção  $i$  para um deslocamento unitário na direção  $j$ .

##### 3.3.3.2 Matriz Massa

De um modo semelhante à matriz rigidez, a matriz massa  $[M]$  é constituída por  $n \times n$  membros  $m_{ij}$ , que representam as forças de inércia desenvolvidas na direção  $i$  para uma aceleração unitária na direção  $j$ . No caso de estruturas em que as massas estejam concentradas, a matriz massa será diagonal. Suponha-se por exemplo um pórtico plano, com massas concentradas ao nível dos pisos e pilares de massa desprezável; neste caso, apenas os elementos da diagonal principal  $m_{ii}$ , serão diferentes de zero, sendo todos os restantes nulos. Assim, só se consideram as forças de inércia aplicadas ao nível dos pisos, pois a massa destes é muito maior do que a dos pilares. Quando se pretende efetuar o estudo de modo a considerar uma massa distribuída ao longo dos elementos da estrutura, a matriz de massa passa a ser consistente, ou seja, os termos  $m_{ij}$  serão diferentes de zero. Nas torres treliçadas analisadas no presente trabalho, foi considerada uma matriz de massa consistente.

Considere-se como exemplo uma barra genérica com os graus de liberdade indicados na fig. 3.4.



Figura 3.4 - Exemplo genérico de uma barra genérica de comprimento  $L$ , módulo de elasticidade  $E$ , inércia  $I$ , e respectivos graus de liberdade

A barra deste exemplo tem uma massa distribuída ao longo do seu comprimento, que pode ser dada pela função  $m(x)$ . Atente-se no grau de liberdade  $u_2$ . Se fosse imposta uma aceleração angular unitária  $\ddot{u}_2$  a este grau de liberdade, as acelerações  $\ddot{u}_1(x)$  desenvolvidas ao longo da barra seriam dadas pela equação (3.2):

$$\ddot{u}_1(x) = \Psi_2(x) \cdot \ddot{u}_2 \quad (3.2)$$

sendo  $\Psi_2$  a função de forma que descreve a deformada da barra para um deslocamento unitário segundo  $u_2$ . Assim, as forças de inércia  $f_i(x)$  desenvolvidas ao longo da barra seriam dadas pela equação 3.3.

$$f_1(x) = m(x) \cdot \ddot{u}_1(x) = m(x) \cdot \Psi_2(x) \cdot \ddot{u}_2 \quad (3.3)$$

Aplicando agora o Princípio dos Trabalhos Virtuais, é possível quantificar cada um dos membros da matriz massa. Por exemplo, a força vertical  $f_1$  devida a  $\ddot{u}_2$ , pode ser calculada atribuindo um deslocamento virtual  $\delta u_1$  e igualando o trabalho externo realizado pela mesma com o trabalho realizado pelas forças de inércia. A força  $f_1$  constitui o termo  $m_{12}$  da matriz massa.

$$f_1 \cdot \delta u_1 = \int_0^L f_1(x) \cdot \delta u_1(x) dx \quad (3.4)$$

Os deslocamentos virtuais ao longo da barra  $\delta u(x)$  devidos a  $\delta u_1$  podem ser expressos tendo em consideração a função de forma  $\Psi_1$  que descreve a deformada para um deslocamento unitário segundo  $u_1$ .

$$\delta u_1(x) = \Psi_1(x) \cdot \delta u_1 \quad (3.5)$$

Substituindo (3.3) e (3.5) em (3.4) obtém-se finalmente:

$$m_{12} = \int_0^L m(x) \cdot \Psi_1(x) \cdot \Psi_2(x) dx \quad (3.6)$$

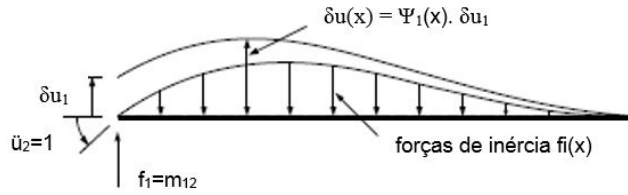


Figura 3.5 - Nó esquerdo sujeito a aceleração real e deslocamento virtual, originando as forças descritas no exemplo

Assim, tem-se que um elemento genérico  $m_{ij}$  da matriz massa pode ser quantificado pela seguinte expressão:

$$m_{ij} = \int_0^L m(x) \cdot \Psi_i(x) \cdot \Psi_j(x) dx \quad (3.7)$$

Após serem calculados todos os elementos da matriz massa para cada uma das barras que constituem a estrutura, faz-se a assemblagem (do mesmo modo como se faz para a matriz rigidez) e obtém-se a matriz massa da estrutura.

### 3.3.3.3 Modos De Vibração

Antes de introduzir a formulação da matriz de amortecimento é útil referir o conceito de modo de vibração.

Considere-se para o efeito uma estrutura genérica em vibração livre, sem amortecimento. Nesse caso, a equação de equilíbrio dinâmico que rege o movimento do sistema é a seguinte:

$$[M] \cdot [\ddot{u}] + [K] \cdot [u] = [0] \quad (3.8)$$

sendo  $[M]$  e  $[K]$  as matrizes massa e rigidez já definidas anteriormente. As matrizes  $[\ddot{u}]$  e  $[u]$  são as matrizes que contêm acelerações e os deslocamentos, respetivamente, e são constituídas apenas por uma coluna e por  $N$  linhas, sendo  $N$  o número de graus de liberdade escolhidos. A matriz  $[0]$  é também apenas constituída por uma coluna e  $N$  linhas, em que todos os seus elementos são nulos, devido ao facto de a estrutura se encontrar em vibração livre.

A matriz  $[u]$  caracteriza assim a deformada da estrutura para qualquer instante de tempo. Admita-se que a grandeza dessa deformada varia sinusoidalmente com o tempo, ou seja:

$$[u] = [\Phi] \cdot \text{sen}(wt) \quad (3.9)$$

sendo que  $[\Phi]$  caracteriza a forma da deformada e tem as mesmas dimensões que  $[u]$ , e  $w$  representa a frequência de vibração natural da estrutura. Como  $[\Phi]$  não depende do tempo, o vetor das acelerações é dado pela segunda derivada do vetor dos deslocamentos, sendo portanto:

$$[\ddot{u}] = -[\Phi] \cdot w^2 \cdot \text{sen}(wt) \quad (3.10)$$

substituindo (3.9) e (3.10) em (3.8) obtém-se:

$$-[M] \cdot w^2 \cdot [\Phi] \cdot \text{sen}(wt) + [K] \cdot [\Phi] \cdot \text{sen}(wt) = [0] \quad (3.11)$$

sendo estas equações válidas para qualquer instante de tempo isso implica que:

$$([K] - w^2[M]) \cdot [\Phi] = [0] \quad (3.12)$$

além da solução trivial (nula), este sistema de equações terá outras soluções caso o seu determinante seja nulo, o que corresponde a um sistema indeterminado, portanto:

$$|[K] - w^2[M]| = 0 \quad (3.13)$$

surge assim um problema de valores e vetores próprios, que podem ser obtidos através da Equação Característica do sistema, que resulta de (3.13). Para uma estrutura de N graus de liberdade, a equação característica é de grau N. Da resolução dessa equação resultam n soluções ( $w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$ ) que são os valores próprios do sistema e que representam as frequências próprias dos N modos de vibração (sendo estes últimos os vetores próprios).

Assim, os modos de vibração  $[\Phi_n]$ , para cada  $w_n$ , obtêm-se resolvendo o seguinte sistema de equações

$$([K] - w_n^2[M]) \cdot [\Phi_n] = [0] \quad (3.14)$$

que tem uma infinidade de soluções, visto que o sistema é indeterminado. O vetor  $[\Phi_n]$  não é portanto determinado em grandeza. A solução pode assim ser obtida atribuindo, por exemplo, o valor unitário a  $\Phi_{1n}$  e determinando as outras componentes do vetor. Posteriormente pode-se normalizar o vetor (fazendo por exemplo com que a sua norma seja unitária).

Tendo sido definido o conceito de modo de vibração, referir-se-á agora a propriedade de ortogonalidade dos mesmos. O interesse desta propriedade reside no facto de a mesma permitir reduzir um sistema de N graus de liberdade a um só, desaparecendo assim as dificuldades que surgiriam ao ter de trabalhar com sistemas de N equações diferenciais. De modo a explicitar este conceito, considerem-se dois modos de vibração de uma estrutura,  $\Phi_n$  e  $\Phi_m$ . Para o modo  $\Phi_n$  tem-se que:

$$[K] \cdot [\Phi_n] = w_n^2 \cdot [M] \cdot [\Phi_n] \quad (3.15)$$

sendo que o segundo membro da equação representa as forças de inércia e pode ser designado por  $[f_n]$ . Da mesma forma, tem-se para o modo  $\Phi_m$ :

$$[K] \cdot [\Phi_m] = w_m^2 \cdot [M] \cdot [\Phi_m] \quad (3.16)$$

em que o segundo membro também representa as forças de inércia e pode designar-se por  $[f_m]$ .

Aplicando o teorema de Betti pode deduzir-se o seguinte:

$$[f_n^T] \cdot [\Phi_m] = [f_m^T] \cdot [\Phi_n] \quad (3.17)$$

substituindo (3.15) e (3.16) em (3.17) e desenvolvendo a expressão obtém-se:

$$\begin{aligned} w_n^2 \cdot [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_m] &= w_m^2 \cdot [\Phi_m^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_n] \Leftrightarrow \\ (w_n^2 - w_m^2) [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_m] &= 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

se  $w_n$  for diferente de  $w_m$  resultam as condições de ortogonalidade:

$$[\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_m] = 0 \quad \text{se } m \neq n \quad (3.19)$$

$$[\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_m] = 0 \quad \text{se } m \neq n \quad (3.20)$$

as condições (3.19) e (3.20) representam assim as condições de ortogonalidade dos modos de vibração em relação às matrizes massa e rigidez, respetivamente.

A deformada da estrutura tinha sido até agora considerada através dos  $n$  termos do vetor  $[u]$  no espaço geométrico. Através da análise modal, a caracterização da deformada pode agora ser efetuada através dos  $n$  modos de vibração, sendo que estes constituem a base do espaço modal. A amplitude de cada um dos modos será portanto a coordenada generalizada que permite caracterizar a deformada da estrutura nesse espaço. Tem-se assim que:

$$[u] = \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot y_i \quad (3.21)$$

$$[\ddot{u}] = \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot \ddot{y}_i \quad (3.22)$$

sendo  $y_i$  as coordenadas modais ou normais.

A equação de equilíbrio dinâmico para um sistema de  $n$  graus de liberdade é expressa matricialmente através da seguinte forma:

$$[M] \cdot [\ddot{u}] + [K] \cdot [u] = [f(t)] \quad (3.23)$$

sendo  $[f(t)]$  o vetor constituído pelas componentes que constituem a solicitação exterior, solicitação esta que varia no tempo. Substituindo (3.21) e (3.22) em (3.23) obtém-se:



$$[M] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot \ddot{y}_i \right) + [K] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot y_i \right) = [f(t)] \quad (3.24)$$

pré-multiplicando ambos os membros à esquerda por  $[\Phi_n^t]$  obtém-se:

$$[\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot \left( \sum_{i=1}^n [\Phi_i] \cdot \ddot{y}_i \right) + [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot \left( \sum_{i=1}^n [\Phi_i] \cdot y_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [f(t)] \quad (3.25)$$

desenvolvendo os somatórios presente na equação (3.25):

$$[\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot \ddot{y}_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_1] \cdot \ddot{y}_1 + \dots + [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_n] \cdot \ddot{y}_n + \dots + [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_N] \cdot \ddot{y}_N \quad (3.26)$$

$$[\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot y_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_1] \cdot y_1 + \dots + [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_n] \cdot y_n + \dots + [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_N] \cdot y_N \quad (3.27)$$

e aplicando as condições de ortogonalidade resulta que:

$$[\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot \ddot{y}_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_n] \cdot \ddot{y}_n \quad (3.28)$$

$$[\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot y_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_n] \cdot y_n \quad (3.29)$$

e substituindo (3.28) e (3.29) em (3.25) tem-se:

$$[\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot \left( \sum_{i=1}^N [\Phi_i] \cdot y_i \right) = [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_n] \cdot y_n \quad (3.30)$$

pode assim, para cada modo, definir-se a massa generalizada ( $M_n = [\Phi_n^t] \cdot [M] \cdot [\Phi_n]$ ), a rigidez generalizada ( $K_n = [\Phi_n^t] \cdot [K] \cdot [\Phi_n]$ ), e a força generalizada ( $F_n = [\Phi_n^t] \cdot [f(t)]$ ). Obtém-se desta forma, para o modo n, a seguinte equação de equilíbrio desligada:

$$[\Phi_n^T] \cdot [M] \cdot [\Phi_n] \cdot \ddot{y}_n + [\Phi_n^T] \cdot [K] \cdot [\Phi_n] \cdot y_n = [\Phi_n^T] \cdot [f(t)] \quad (3.31)$$

A resolução das  $N$  equações desligadas permite a obtenção das coordenadas modais ( $y_1, y_2, \dots, y_N$ ) e a deformada final obtém-se portanto através da equação (3.21). A análise dinâmica da estrutura pode ser feita assim através da sobreposição modal. Ora, num sistema com centenas de modos de vibração é vantajoso, em termos de economia de recursos de cálculo, usar um numero limitado de modos. Ver-se-á mais adiante que o Eurocódigo 8 permite esta simplificação.

#### 3.3.3.4 Matriz Amortecimento

Tendo já sido definidas as matrizes massa, rigidez e os modos de vibração, está-se agora em condições de passar à formulação da matriz de amortecimento  $[C]$ . Existem várias modelações propostas para a matriz de amortecimento  $[C]$ . Para a análise das torres treliçadas, a matriz utilizada foi a matriz de amortecimento de Rayleigh.

Esta matriz é proporcional às matrizes massa e rigidez da estrutura,

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + K_n \cdot y_n = F_n(t) \quad (3.32)$$

sendo  $\alpha$  e  $\beta$  os coeficientes de proporcionalidade. À semelhança do que se fez para as matrizes massa e rigidez, pode-se obter  $C_n$  (amortecimento generalizado para o modo  $n$ ) da seguinte forma:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (3.33)$$

$$C_n = [\Phi_n^t] \cdot [C] \cdot [\Phi_n] = \alpha ([\Phi_n^t] \cdot [M] \cdot [\Phi_n]) + \beta ([\Phi_n^t] \cdot [K] \cdot [\Phi_n]) \Leftrightarrow \quad (3.34)$$

$$\Leftrightarrow$$

para cada modo  $n$  tem-se que:

$$C_n = \alpha M_n + \beta K_n \quad (3.35)$$

$$C_{cr,n} = 2 \cdot M_n \cdot w_n \quad (3.36)$$

$$\xi_n = C_n / C_{cr,n} \quad (3.37)$$

sendo  $C_{cr,n}$ ,  $w_n$  e  $\xi_n$  ao amortecimento crítico, a frequência natural e o coeficiente de amortecimento da estrutura para o modo  $n$ , respetivamente. Substituindo (3.33.) e (3.34.) em (3.35.) e desenvolvendo obtém-se:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{w_n} + \beta \cdot w_n \right) \quad (3.38)$$

se  $\beta$  for igual a zero, a matriz amortecimento é apenas proporcional à massa e  $\xi$  decresce com a frequência. Se  $\alpha$  for igual a zero, a matriz é apenas proporcional à rigidez, passando  $\xi$  a crescer com a frequência. Ambas as hipóteses não são realistas, e verifica-se que  $\xi$  tem uma variação mista que depende da massa e da rigidez da estrutura, variação esta que apresenta um mínimo, como se pode verificar na fig.4.5.

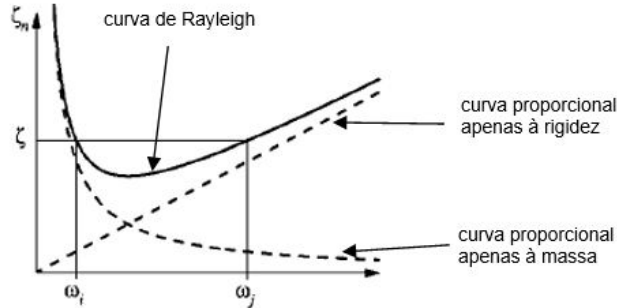


Figura 3.6 - Curvas de amortecimento (adaptado de Chopra)

os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  estabelecem-se impondo fatores de amortecimento para os dois modos  $w_i$  e  $w_j$ . Sejam então  $\xi_n$  e  $\xi_m$  os valores dos coeficientes de amortecimento para os modos com frequências  $w_i$  e  $w_j$ , respetivamente. Daí, advém o seguinte sistema de equações:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{w_n} & w_n \\ \frac{1}{w_m} & w_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

através de (3.39.) é então possível retirar os valores  $\alpha$  e  $\beta$  e consequentemente estruturar a matriz amortecimento. Então, para uma estrutura com vários graus de liberdade, sujeita a uma ação dinâmica, a equação que rege o movimento da mesma passa a ser a seguinte:

$$[M].[\ddot{u}] + [C].[\dot{u}] + [K].[u] = [f(t)] \quad (3.40)$$

E através da análise modal é portanto possível trabalhar com  $n$  equações independentes, sendo  $n$  o número de modos que irão ser utilizados na análise. Como já foi referido, o número de modos a utilizar pode ser limitado. Esse limite está diretamente relacionado com a massa modal efetiva de cada modo, conceito este explicado no seguinte ponto.

### 3.3.4 MASSA MODAL EFETIVA

A massa modal efetiva, designada por  $M_n^*$ , é a massa do sistema que realmente é mobilizada no modo  $n$ , e pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$M_n^* = \frac{([\Phi_n^T]. [M]. [1])^2}{[\Phi_n^T]. [M]. [\Phi_n]} \quad (3.40)$$

A massa modal efetiva é uma medida importante de modo a determinar o número de modos a utilizar na análise, de forma a garantir que toda a massa (a menos de uma tolerância) da estrutura é utilizada na análise. Segundo a EN1998-1, essa tolerância pode ser analisada de duas formas: a soma das massas modais efetivas representa pelo menos 90% da massa total da estrutura, ou devem ser considerados no

cálculo todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5%. No presente trabalho, a análise foi feita de modo a verificar a primeira condição.

### 3.3.5 ANÁLISE ESPETRAL DE ESTRUTURAS COM VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE

No cap.2, já foi visto que quando submetida a uma ação sísmica, a estrutura é solicitada por uma força que é proporcional à aceleração do solo (ver eq.2.6). No caso de estruturas com vários graus de liberdade, a equação que rege o movimento passa a ser a seguinte:

$$[M].[\ddot{u}] + [C].[\dot{u}] + [K].[u] = -[M][1] \ddot{u}_g \quad (3.41)$$

em que  $[1]$  representa a matriz coluna de vetores unitários (cada linha está em correspondência com um determinado grau de liberdade e será nula caso a ação não excite a estrutura segundo esse grau de liberdade, caso contrário será igual à unidade).

O movimento da base da estrutura pode ter componentes horizontais, verticais e rotacionais. No presente trabalho, apenas se irão abordar os movimentos horizontais, ou seja, admite-se que a estrutura vai estar sujeita apenas a deslocamentos de base segundo os dois eixos horizontais ortogonais X e Y, sendo que assim as acelerações só se irão desenvolver segundo essas mesmas direções. Tem-se assim que:

$$[u^t] = [u] + [1_x] u_{gx} + [1_y] u_{gy} \quad (3.42)$$

$$[\ddot{u}^t] = [\ddot{u}] + [1_x] \ddot{u}_{gx} + [1_y] \ddot{u}_{gy} \quad (3.43)$$

sendo que  $[1_x]$  tem componentes unitárias nos graus de liberdade segundo X e nulas nos restantes, e  $[1_y]$  tem componentes unitárias nos graus de liberdade segundo Y e nulas nos restantes. A equação de equilíbrio final pode ser portanto escrita da seguinte maneira:

$$[M].[\ddot{u}] + [C].[\dot{u}] + [K].[u] = -[M][1_x] \ddot{u}_{gx} - [M][1_y] \ddot{u}_{gy} \quad (3.44)$$

Através do método da sobreposição modal, a equação de movimento para o modo n passa a ser descrita da seguinte maneira:

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = F_n^{ef} \quad (3.45)$$

sendo que a força efetiva no segundo membro é dada por:

$$F_n^{ef} = [\Phi_n^t]. [M]. [1_x]. \ddot{u}_{gx} + [\Phi_n^t]. [M]. [1_y]. \ddot{u}_{gy} \Leftrightarrow \quad (3.46)$$

$$\Leftrightarrow F_n^{ef} = L_{nx} \ddot{u}_{gx} + L_{ny} \ddot{u}_{gy} \quad (3.47)$$

em que  $L_{nx}$  e  $L_{ny}$  representam os fatores modais de excitação sísmica para o modo  $n$ , com os respetivos índices consoante as componentes da ação. Dividindo a equação 3.48 pela massa modal obtém-se:

$$\ddot{y}_n + 2 \cdot \xi_n \cdot w_n \cdot \dot{y}_n + w_n^2 \cdot y_n = \frac{L_{nx}}{M_n} \ddot{u}_{gx} + \frac{L_{ny}}{M_n} \ddot{u}_{gy} \quad (3.48)$$

$$\ddot{y}_n + 2 \cdot \xi_n \cdot w_n \cdot \dot{y}_n + w_n^2 \cdot y_n = \Gamma_{nx} \ddot{u}_{gx} + \Gamma_{ny} \ddot{u}_{gy} \quad (3.49)$$

em que os fatores  $\Gamma_{nx}$  e  $\Gamma_{ny}$  representam os fatores de participação modal da ação sísmica segundo X e Y, respetivamente, para o modo  $n$ . Assim sendo, para a análise espectral, o valor máximo da coordenada modal para o modo  $n$  será dado por:

$$y_{n,m\acute{a}x} = \Gamma_n \cdot S_d(w_n, \xi_n) \quad (3.50)$$

A máxima resposta total pode ser obtida por vários processos. O que conduz a resultados mais precisos e é válido para qualquer relação de frequências entre modos, é o método da combinação quadrática completa, tendo sido este o utilizado no presente trabalho, e é dado pela seguinte expressão:

$$Q_{m\acute{a}x} = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N Q_{n,m\acute{a}x} \cdot \rho_{nm} \cdot Q_{m,m\acute{a}x}} \quad (3.51)$$

sendo  $\rho_{nm}$  o coeficiente de correlação dado por:

$$\rho_{nm} = \frac{8(\xi_n r_{nm} + \xi_m) \cdot r_{nm}^{1.5} \sqrt{\xi_n \xi_m}}{(1-r_{nm})^2 + 4 \xi_n r_{nm} \xi_m (1+r_{nm}^2) + 4 r_{nm}^2 (\xi_n^2 + \xi_m^2)} \quad (3.52)$$

em que

$$r_{nm} = \frac{w_n}{w_m} \quad (3.53)$$

### 3.3.6 SISTEMAS GENERALIZADOS DE ESTRUTURAS DE UM GRAU DE LIBERDADE, SOB INFLUÊNCIA DA AÇÃO SÍSMICA

Estruturas com massa distribuída podem ser tratadas considerando um só grau de liberdade generalizado. Imagine-se o caso das estruturas tubulares que irão ser analisadas no presente trabalho. Para além da massa concentrada no topo ( $m$ ), estas irão ter uma massa distribuída ao longo da sua altura, o que

conduz a um problema com infinitos graus de liberdade. No entanto, estas estruturas podem ser analisadas como sendo de um só grau de liberdade generalizado, que corresponde a um deslocamento generalizado (neste caso no topo do mastro). Para o efeito, é necessário calcular as respetivas massas, rigidezes e forças generalizadas. Para o caso de uma força aplicada diretamente na estrutura, as grandezas referidas anteriormente podem ser calculadas através das seguintes expressões (Clough, 2006):

$$m^* = \int_0^l m(x) \cdot \Psi(x)^2 dx + m \quad (3.54)$$

$$k^* = \int_0^l E \cdot I(x) \cdot \Psi''(x)^2 dx \quad (3.55)$$

$$f^* = \int_0^l p(x, t) \cdot \Psi(x) dx \quad (3.56)$$

$$\Psi(x) = 1 - \cos\left(\frac{\pi x}{2L}\right) \quad (3.57)$$

Em que  $m^*$ ,  $k^*$  e  $f^*$  representam as massas, rigidezes e forças generalizadas, respetivamente. Sendo  $\Psi(x)$  a função de forma (esta deve ser criteriosamente adotada para cada caso em particular, sendo no presente trabalho dada pela eq. 3.57),  $m(x)$  representa a massa distribuída (que neste caso é variável pois as secções e espessuras variam),  $I(x)$  é a função que representa a variação da inércia ao longo do mastro, e  $E$  representa o módulo de elasticidade. À massa generalizada devem ser adicionados os incrementos de massa já referidos, e de resto a análise decorre normalmente como numa estrutura de um grau de liberdade. No Anexo A3 são apresentadas todas as funções dos parâmetros descritos nesta secção, para todas as estruturas.

O procedimento acima descrito é válido para uma força aplicada diretamente na estrutura, não se podendo afirmar que, sob a ação sísmica, esta pode ser considerada como uma força que atua diretamente na massa e é proporcional à aceleração do solo. De facto, e tal como foi visto, este raciocínio é válido apenas para estruturas sem massa distribuída, tendo apenas uma massa concentrada no topo. Quando a estrutura é excitada por uma aceleração na base, as expressões acima referidas necessitam de sofrer os respetivos ajustes de modo a terem em conta as forças de inércia geradas. Existe uma analogia com o que foi explicado anteriormente para análise espectral de estruturas com vários graus de liberdade. A diferença, é que estas estruturas tinham várias massas (cada uma correspondente a um grau de liberdade) mas não tinham massa distribuída em altura. De facto, este é o conceito correspondente a um ‘*shear building*’.

Ao considerar a equação de equilíbrio de uma estrutura com massa distribuída em altura, sujeita a uma aceleração na base, a equação de movimento tem de entrar em conta com as forças de inércia desenvolvidas ao longo da altura, sendo dada pela seguinte equação (Clough, 2006):

$$\ddot{Z}(t) + 2\xi\omega\dot{Z}(t) + \omega^2 Z(t) = \frac{L}{m^*}\ddot{u}_g(t) \quad (3.58)$$

Note-se a semelhança com a expressão 3.49 (mas neste caso o segundo membro com uma só parcela). De facto, o rácio  $L/m^*$  representa o parâmetro  $\Gamma$  (neste caso não tem subscrito pois trata-se de um só grau de liberdade) e  $Z(t)$  representa a coordenada generalizada. O parâmetro  $L$  é dado pela seguinte expressão:

$$L = \int_0^l m(x) \cdot \Psi(x) dx + m \quad (3.59)$$

À semelhança do que foi explicado na secção anterior, na análise espectral de uma estrutura com massa distribuída, o deslocamento máximo de topo é dado por:

$$Z_{m\acute{a}x} = \frac{L}{m^*} S_d(w, \xi) \quad (3.60)$$

Consequentemente, os esforços transversos e momentos fletores em qualquer secção à altura  $h$ , podem ser dados pelas seguintes expressões:

$$V_h(t) = \frac{L}{m^*} S_a \left[ \int_h^l m(x) \cdot \Psi(x) dx + m \right] \quad (3.61)$$

$$M_h(t) = \frac{L}{m^*} S_a \left[ \int_h^l m(x) \cdot \Psi(x) (x - h) dx + m \cdot l \right] \quad (3.62)$$

em que  $l$  representa a altura do mastro. Mas geralmente num dimensionamento está-se mais preocupado em obter valores máximos. Os valores máximos de corte e momento basal podem ser obtidos diretamente através das seguintes expressões:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{L^2}{m^*} S_a(w, \xi) \quad (3.63)$$

$$M_{m\acute{a}x} = L^\theta \frac{L}{m^*} S_a(w, \xi) \quad (3.64)$$

sendo

$$L^\theta = \int_0^l x \cdot m(x) \cdot \Psi(x) dx + ml \quad (3.65)$$

### 3.3.7 MÉTODO DE NEWMARK

Em 1959, Newmark desenvolveu uma família de métodos de análise passo a passo no domínio do tempo, baseado nas seguintes equações:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma \cdot \Delta t)\ddot{u}_{i+1} + 1 \quad (3.66)$$

em que  $\gamma$  e  $\beta$  são parâmetros que podem ser calculados de modo a tornar o método mais preciso e estável. Usualmente atribui-se o valor de 0.5 ao parâmetro  $\gamma$ , sendo  $1/6 < \beta < 1/4$  um intervalo satisfatório para este último. Agora atente-se na equação 3.66 e 3.67.

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t \cdot \dot{u}_i + [(0.5 - \beta) \cdot (\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta (\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1} \quad (3.67)$$

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.68)$$

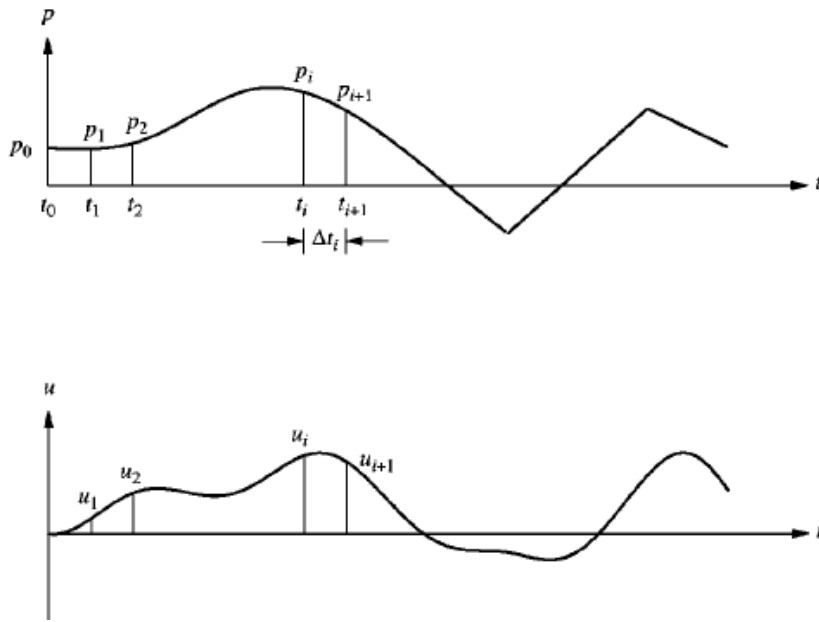


Figura 3.7 - Notação dos métodos de análise passo a passo no domínio do tempo (adaptado de Chopra, 2007)

As equações 3.66 e 3.67, combinadas com a equação 3.65 permitem calcular  $u_{i+1}$ ,  $\dot{u}_{i+1}$  e  $\ddot{u}_{i+1}$ , para o instante de tempo  $i+1$ , a partir dos conhecidos  $u_1$ ,  $\dot{u}_1$  e  $\ddot{u}_1$ , para o instante de tempo  $i$ . Na hipótese de a variação da aceleração ser linear entre dois instantes de tempo, o seguinte algoritmo pode ser utilizado (Ârede, 2013):

- 1- Cálculos iniciais

$$A_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; A_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; A_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; A_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; A_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1$$

$$A_5 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right); A_6 = \Delta t (1 - \delta); A_7 = \delta \cdot \Delta t$$

- Leitura dos valores iniciais  $[u_0]$ ,  $[\dot{u}_0]$  e  $[\ddot{u}_0]$ ;



- Leitura das características da solicitação;
- Cálculo das matrizes  $[M]$ ,  $[C]$  e  $[K]$ ;
- Definição da lei de variação das forças exteriores ou de acelerograma;
- Cálculo do valor das forças nodais em  $t_0$ ;
- Cálculo da matriz rigidez efetiva  $[K_{eff}] = [K] + A_0 \cdot [M] + A_1 \cdot [C]$
  
- 2- Em cada intervalo de tempo
- Preparação do vetor de solicitação efetiva:

$$[f_{eff,t+\Delta t}] = [f_{t+\Delta t}] + [M](A_0 \cdot [u_t] + A_2 \cdot [\dot{u}_t] + A_3 \cdot [\ddot{u}_t]) + [C](A_1 \cdot [u_t] + A_4 \cdot [\dot{u}_t] + A_5 \cdot [\ddot{u}_t])$$

- Agrupamento das matrizes de rigidez (só no primeiro intervalo de tempo) e resolução do sistema de equações:

$$[M_{eff}][u_{t+\Delta t}] = [f_{eff,t+\Delta t}]$$

- Cálculo de  $[\ddot{u}_{t+\Delta t}]$  e  $[\dot{u}_{t+\Delta t}]$ , necessárias para o passo seguinte;
- Cálculo das tensões e esforços nos pontos que interessam;



## 4 RESULTADOS DA ANÁLISE SÍSMICA PARA A TORRE TRIANGULAR

Neste capítulo apresentam-se diversos resultados associados à análise dinâmica da torre triangular, que inclui sísmica espectral e temporal para os sismos considerados.

### 4.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

A partir da análise modal foi possível determinar o número de modos a utilizar no estudo sísmico das torres. Foi usado um determinado número tal que o somatório das massas modais efetivas fosse no mínimo de 90%, para as direções X e Y. As figuras 4.1 e 4.2 ilustram a distribuição da massa modal efetiva (doravante designada por MME) pelos vários modos de vibração.

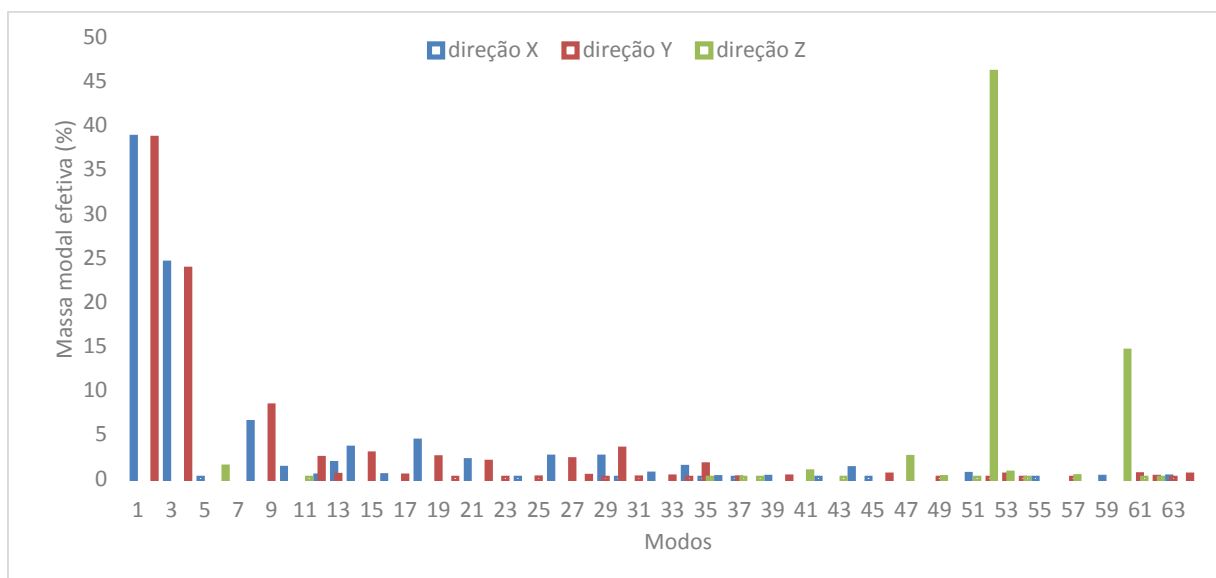


Figura 4.1 - Massa modal efetiva mobilizada em cada modo

Da observação da fig.4.1 conclui-se que a maior percentagem de MME é mobilizada nos primeiros modos, facto que seria de esperar, visto que em qualquer estrutura os primeiros modos de vibração são sempre os mais relevantes. Da análise dos primeiros nove modos (são estes os mais importantes em termos de MME) verifica-se que os modos 1,3 e 8 pertencem exclusivamente à direção X, ou seja, a MME mobilizada nos mesmos é mobilizada apenas para essa direção. O mesmo se pode dizer para os modos 2, 4 e 9 em relação à direção Y. Embora não seja relevante para a análise sísmica (pois a mesma não foi efetuada para a direção vertical), apresenta-se também a MME mobilizada para a direção vertical Z, verificando-se que esta apenas tem importância em modos de ordem muito elevada, e portanto com grandes frequências de vibração. A maior MME para a direção vertical é mobilizada principalmente para os modos 52 e 60 (que têm frequências de vibração de 17.7 e 18.5 Hz, respetivamente), sendo a restante distribuída pelos restantes modos em quantidades muito reduzidas.

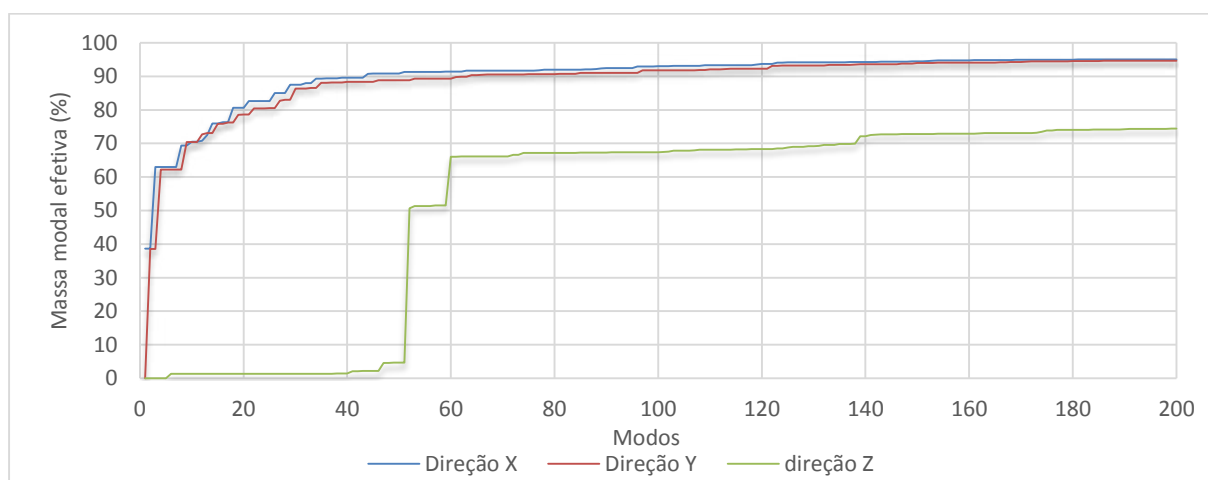


Figura 4.2 - Curvas do acumulado das massas modais efetivas mobilizadas em cada modo para as três direções

Através da observação da fig.4.2 constata-se que, para as direções X e Y, se atinge um acumulado das MME de 70 %, para as duas direções, com apenas os primeiros 10 modos de vibração. Após atingir os 70 %, ambas as curvas passam a crescer mais lentamente até atingir o patamar dos 90 % (tendo sido necessários acréscimos de 34 e 54 modos para as direções X e Y, respetivamente, para atingir esse valor). Em relação à direção vertical fica também aqui patente a importância da contribuição dos modos 52 e 60 para a mesma, apresentando todos os restantes contribuições muito reduzidas. A mesma tendência de crescimento apresentam as frequências de vibração dos vários modos, que aumentam mais rapidamente com os primeiros dez, como se pode concluir através da análise da fig.4.3. variando entre 1.38 e 7.19 Hz nesse intervalo. A partir desse valor o crescimento dá-se de uma forma mais lenta, atingindo-se uma frequência de 19 Hz para o modo 64.

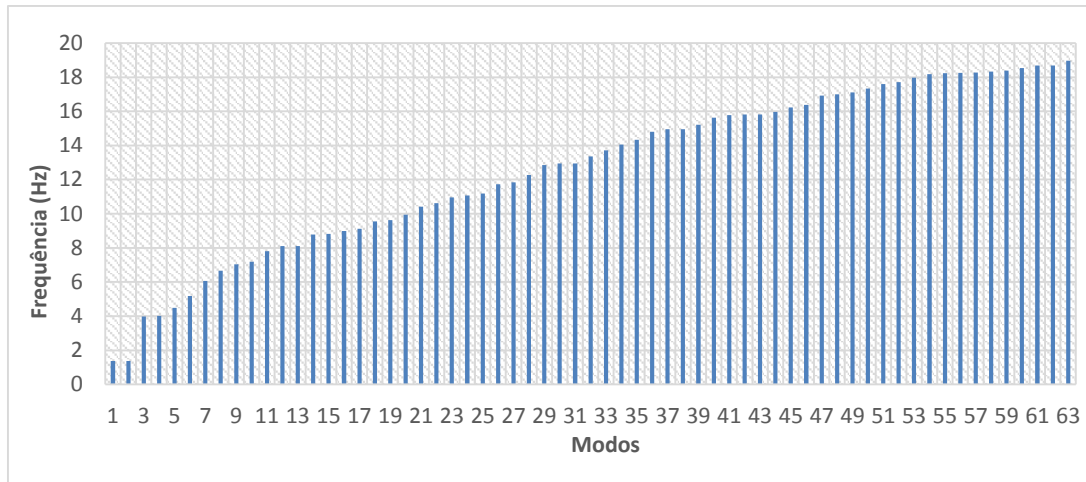


Figura 4.3 - Frequências dos modos de vibração

Apresenta-se de seguida uma descrição mais pormenorizada dos primeiros nove modos de vibração.

O modo 1 é de flexão pura e mobiliza 38,6% da MME, apenas para a direção X, e apresenta uma frequência de 1,38 Hz.

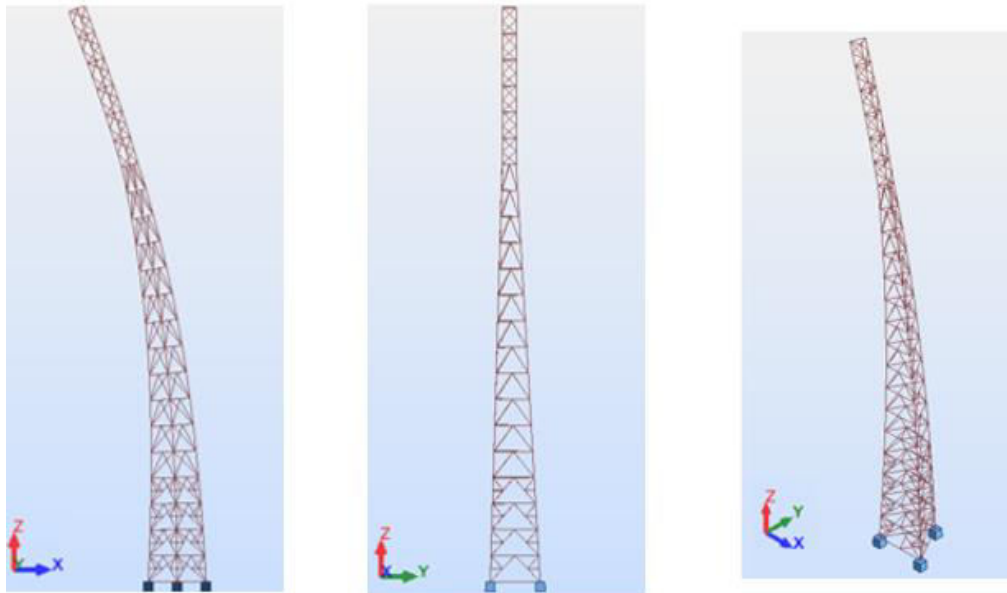


Figura 4.4 - Modo 1 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva)

O modo 2 é também de flexão pura e mobiliza 38,5% da MME, mas apenas para a direção Y e apresenta uma frequência de 1,38 Hz. Esta igualdade entre os modos 1 e 2 tem a ver com o facto de a estrutura apresentar a mesma rigidez (rigidez esta avaliada para um deslocamento do topo, sem restrição de rotação, que é a deformada correspondente aos modos 1 e 2) para ambas as direções principais (embora não apresente simetria).

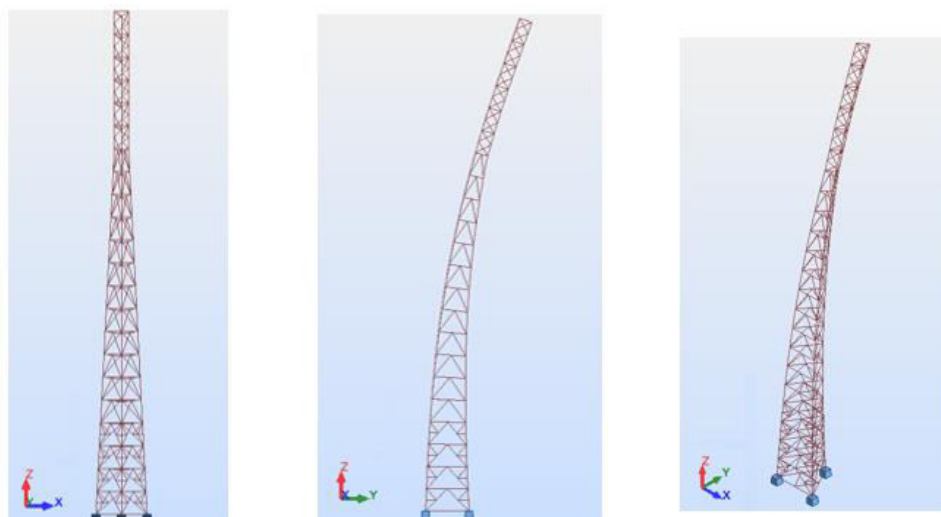


Figura 4.5 - Modo 2 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

O modo 3 é de flexão pura e mobiliza 24,4% da MME, apenas para a direção X e apresenta uma frequência de 3.98 Hz. Esta deformada requer maior energia do que a associada ao modo 1, daí o aumento da frequência.



Figura 4.6 - Modo 3 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

O modo 4 é de flexão pura e mobiliza 23,7% da MME, apenas para a direção Y, e apresenta uma frequência de 4.02 Hz. Esta grande semelhança entre os modos 3 e 4 já seria de esperar tendo em conta o que foi referido para os dois primeiros modos.

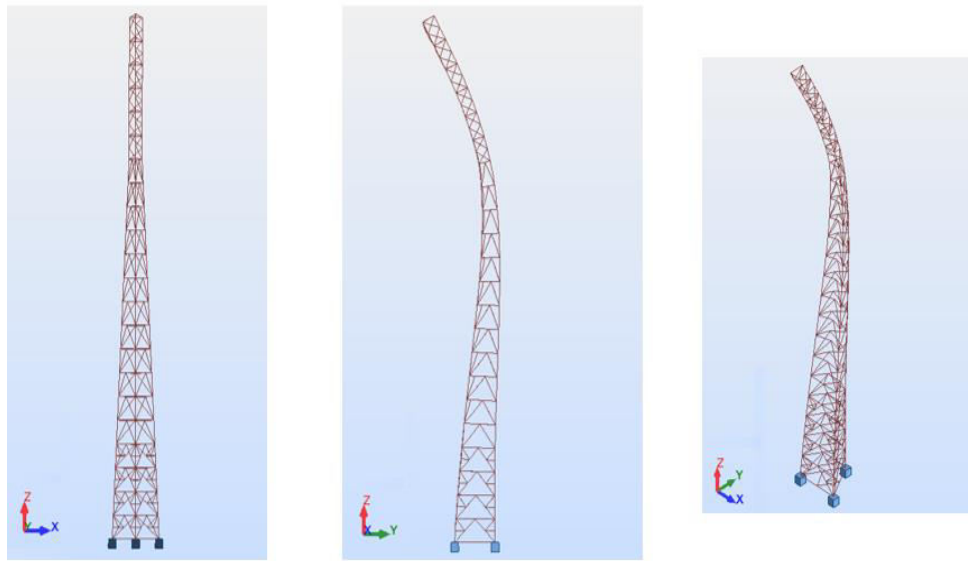


Figura 4.7 - Modo 4 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

O modo 5 é de torção pura, e portanto a MME mobilizada neste modo é nula para ambas as direções. Apresenta uma frequência de 4,49 Hz.

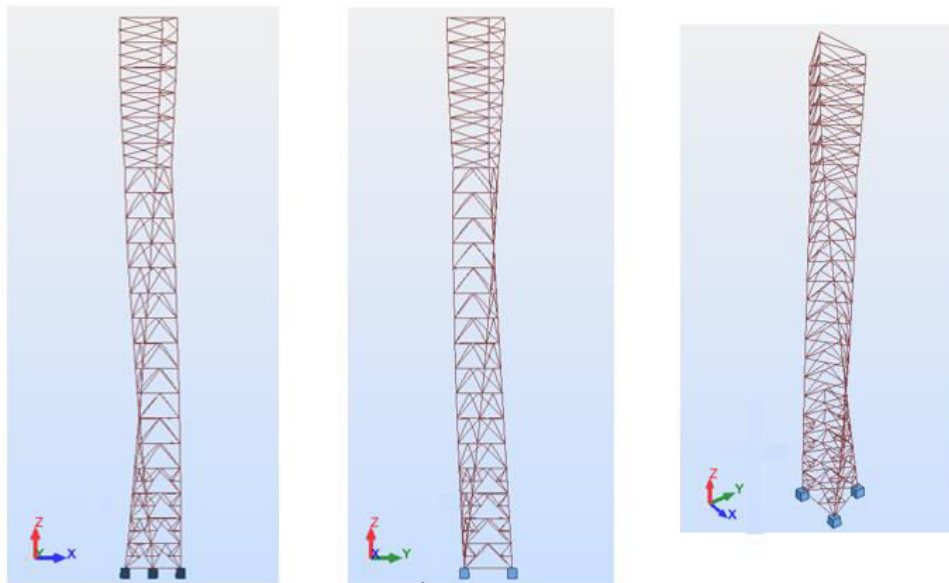


Figura 4.8 - Modo 5 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

Os modos 6 e 7 não são aqui representados pois são modos de vibração locais, ou seja, apresentam apenas deformações pontuais, e no caso destes dois em particular, as MME mobilizadas nas duas direções principais são nulas, sendo apenas mobilizada uma pequena parte para a direção vertical.

Os modos 8 (tem uma frequência de 6,66Hz) e 9 (tem uma frequência de 7,03 Hz) são ambos de flexão global com pequenas deformações a nível pontual, sendo estas últimas mais notórias no modo 9, a cerca

de um terço de altura da torre (ver fig. 4.9 e 4.10) e mobilizam 6,35 % e 8.22 % da MME, respetivamente para as direções X e Y.

Todos os restantes modos são na sua maioria caracterizados por deformações pontuais. Isto acontece devido ao facto de que para uma certa gama de frequências, estas passam a excitar apenas algumas partes da estrutura, facto agravado em estruturas com centenas de barras, como é o caso da torre em análise.

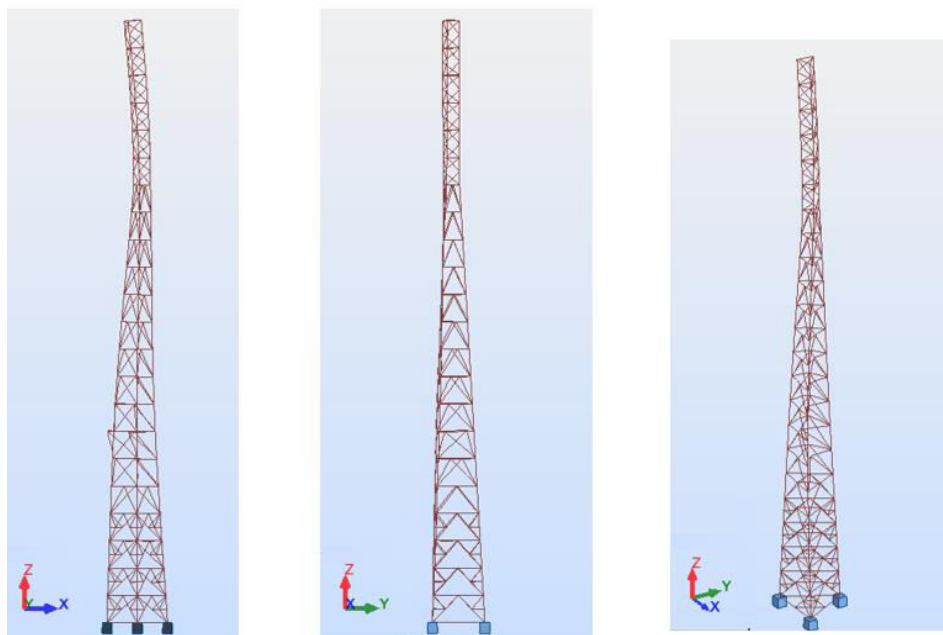


Figura 4.9 - Modo 8 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva)

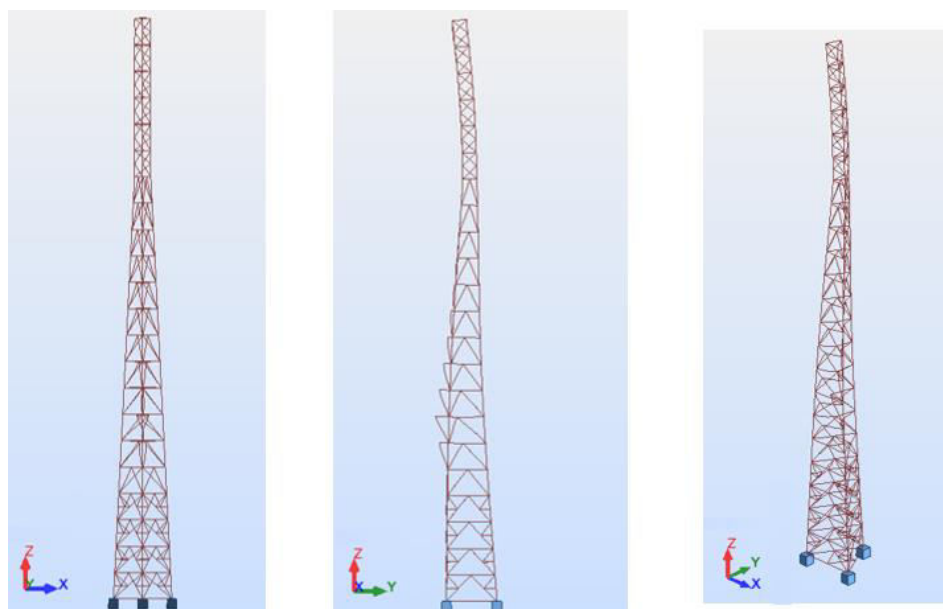


Figura 4.10 - Modo 9 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva)



A análise modal descrita até ao momento foi para a estrutura base. Ao acrescentar massa no topo, irão variar as percentagens de MME pelos vários modos, bem como as suas frequências de vibração. É apresentada de seguida a evolução desses mesmos parâmetros consoante os incrementos de massa. Como já foi referido no capítulo anterior, foram aplicadas massas no topo da estrutura com incrementos de 200 quilos, variando entre 0 e 2400 quilos. As figuras 4.11 e 4.12 têm como objetivo retratar as mudanças que ocorrem ao nível de cada modo.

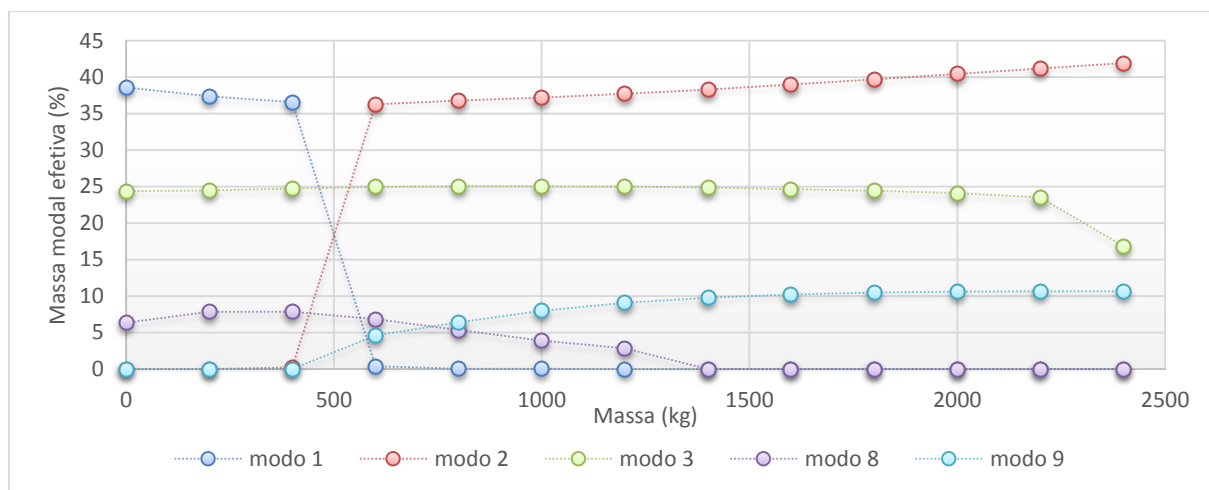


Figura 4.11 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção X, com o aumento dos incrementos de massa

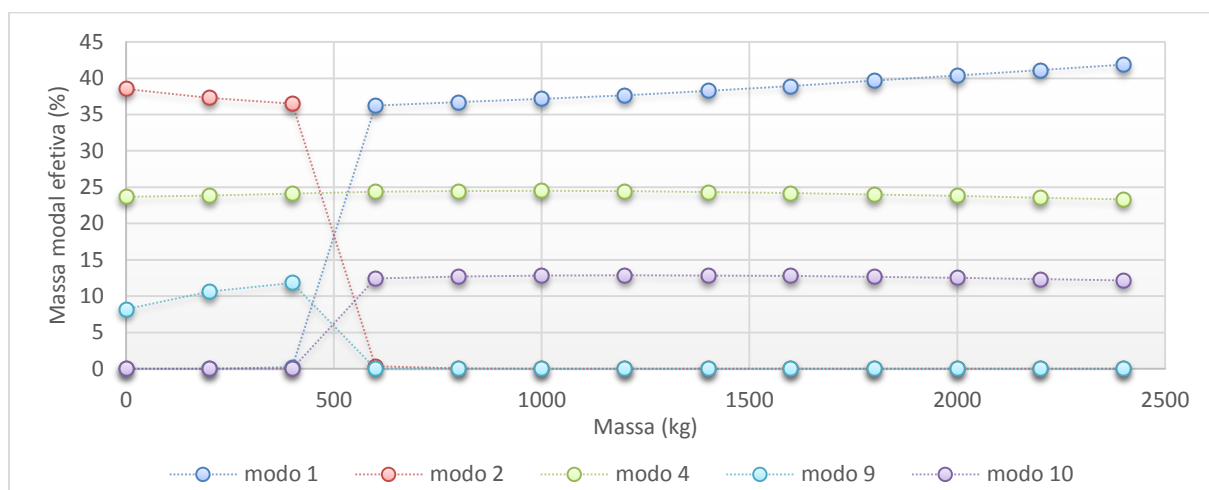


Figura 4.12 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção Y

Da observação das duas figuras anteriores, observa-se que para um determinado intervalo de massa, mais concretamente dos 400 aos 600 quilos existe uma inversão no que diz respeito às influências dos modos para cada direção, ou seja, o modo 1 que inicialmente mobilizava MME apenas para a direção X, passa agora a ser um modo exclusivo para a direção Y, e vice-versa para os modos 2 e 9. O que acontece no intervalo dos 400 aos 600 quilos é ambos os modos passam a ter contribuições para as duas direções, ou seja, deixam de ser exclusivos a cada uma das direções principais e passam a ser mistos.

De modo a ter uma melhor compressão do ocorrido, imagine-se uma ação dinâmica que ocorra segundo X. A estrutura não iria vibrar segundo a direção da ação, mas segundo uma direção intermédia entre X e Y. O mesmo se pode dizer caso a ação dinâmica fosse aplicada segundo Y. Neste caso, se se pretendesse analisar a estrutura exatamente para o intervalo de massas entre os 400 e 600 quilos, a mesma deveria ser rodada de modo a que as MME correspondentes aos modos 1 e 2 se mobilizassem apenas numa direção (cada um na sua, visto que as mesmas seriam ortogonais). Os modos 3 e 4 mantêm-se praticamente constantes ao longo do carregamento.

As frequências dos modos sofrem também decréscimos à medida que se incrementam as massas, facto que seria de esperar, pois quanto maior for a massa da estrutura menor será a sua frequência de vibração. Estes decréscimos são mais acentuados para cargas até 1000 quilos, sendo que a partir daí começam a ser cada vez menos pronunciados. As maiores variações de frequência (em termos percentuais) ocorrem para os modos 1 e 2, sendo que diminui cerca de 46 % (a frequência dos mesmos varia entre 1.38 Hz e 0.74 Hz, para massa nula e máxima, respetivamente). Segue-se o modo 5 com uma diminuição de cerca de 32%, os modos 3 e 4 com variações na ordem dos 24 %, os modos 8 e 9 com uma diminuição de cerca de 10% e finalmente os modos 6 e 7 com variações muito pouco significativas, sendo de cerca de 4% para o modo 7 e nula para o modo 6.

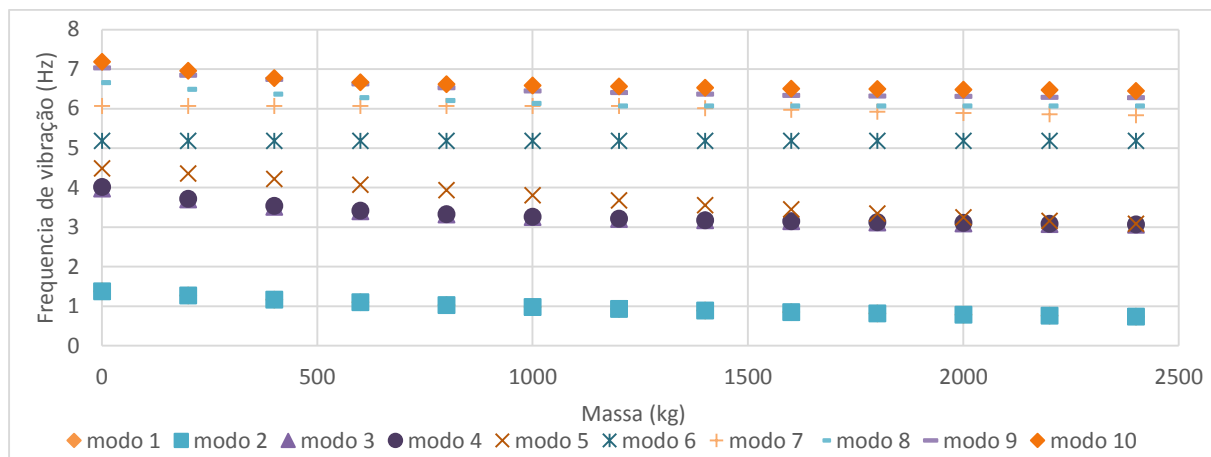


Figura 4.13 - Evolução das frequências consoante o nível de massa aplicado no topo

## 4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL

São de seguida apresentados os resultados da análise sísmica espectral. A fig.4.14 mostra a nomenclatura e disposição dos três apoios da torre.

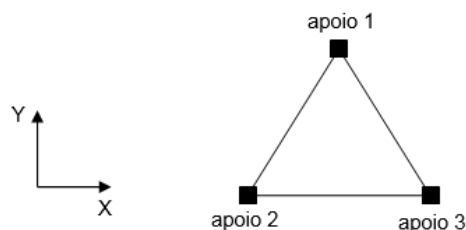


Figura 4.14 - Apoios da estrutura

#### 4.2.1 ESFORÇO AXIAL

De modo a ter uma melhor compreensão acerca do modo como evolui o esforço axial nos apoios, ir-se-á caracterizar como o mesmo varia tendo em consideração apenas os quatro primeiros modos, que são os principais condicionantes do esforço final (todos os resultados apresentados de seguida foram obtidos para um terreno tipo D).

Para o efeito, imagine-se a ação sísmica regulamentar considerada apenas para a direção X. As seguintes figuras representam a evolução do esforço axial (parcela exclusivamente devida à ação sísmica, sem contar com restantes cargas permanentes) para esta ação, consoante a carga aplicada no topo.

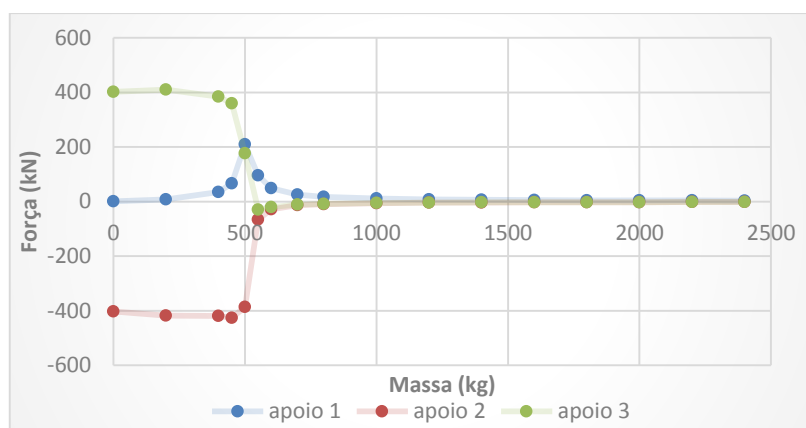


Figura 4.15 - Evolução do esforço axial (modo 1)

Para massas até cerca de 400 quilos (limite a partir do qual começa a haver a inversão dos modos), o esforço axial é simétrico para os apoios 2 e 3 (tendo em conta a natureza de vibração deste modo, quando um apoio está em tração o outro estará em compressão) e os esforços axiais no apoio 1 são praticamente nulos, pois tendo em conta a direção da ação e o facto de que esse apoio se encontra no eixo de simetria da base, esta funciona como eixo neutro, ficando assim livre de esforços. No entanto, note-se que no intervalo dos 400 aos 600 quilos, os esforços nesse apoio passam a ser diferentes de zero, e alcançam o valor de 200 kN. Isto sucede porque para este intervalo de massas, a estrutura não irá vibrar segundo a direção X (embora a solicitação tenha essa direção), mas sim segundo uma direção intermédia entre X e Y, como já foi explicado anteriormente. Assim, a partir de cerca dos 700 quilos, os esforços nos apoios já são muito baixos, e tendem para zero à medida que o carregamento cresce, pois o modo 1 passa portanto a ser um modo exclusivo à direção Y, deixando assim a ação sísmica de ter efeitos.

A evolução do esforço tendo em conta o modo 2 é o oposto do que acontece para o modo 1, facto que seria de esperar visto que o modo 2 é inicialmente exclusivo à direção Y, passando posteriormente a ser exclusivo a X. Assim, a explicação dada atrás é a mesma para este caso, apenas com as devidas alterações.

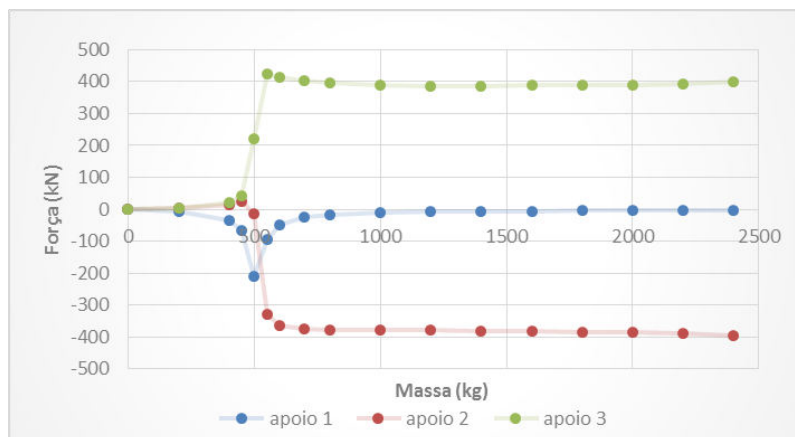


Figura 4.16 - Evolução do esforço axial (modo 2)

Como foi visto, o modo 3 mantém-se aproximadamente constante, decrescendo ligeiramente para uma massa de 2400 quilos pois a massa modal efetiva associada a esse modo também decresce (ver fig.4.11). Assim sendo, os esforços são sempre nulos no apoio 1 (pois para todas as cargas este encontra-se sempre no eixo neutro) e são sempre crescentes (em tração e compressão) para os apoios 2 e 3.

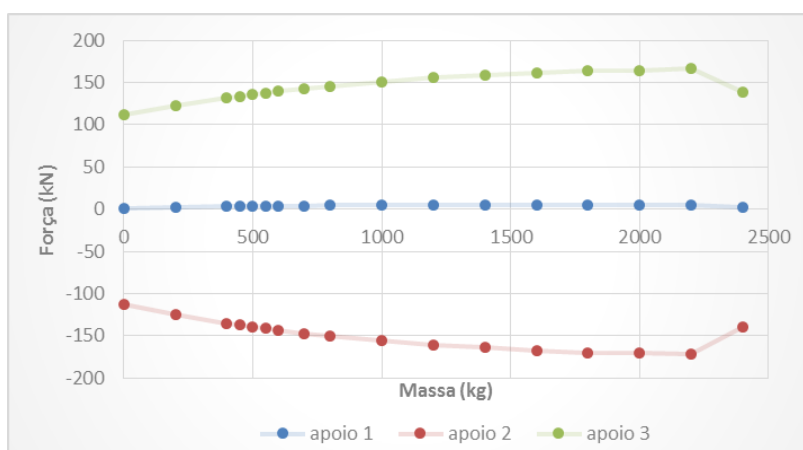


Figura 4.17 - Evolução do esforço axial (modo 3)

De seguida, ir-se-á repetir o mesmo procedimento, mas agora para uma ação sísmica regulamentar segundo a direção Y.

Para carregamentos até cerca de 400 quilos, os esforços são nulos em todos os apoios, pois até esse valor de carga o modo 1 é exclusivo a X. A partir daí, o modo 1 passa a ter gradualmente contribuições para a direção Y, até que se torna exclusivo para esta mesma, para cerca de 600 quilos, que é quando se atingem os esforços máximos. O apoio 1 vai assim ter a partir desse valor, o dobro dos esforços que terá cada um dos outros apoios, sendo que nestes os esforços são iguais para ambos. Assim, por equilíbrio, os esforços de tração no apoio 1 são equilibrados pelos esforços de compressão nos apoios 2 e 3, e vice-versa.

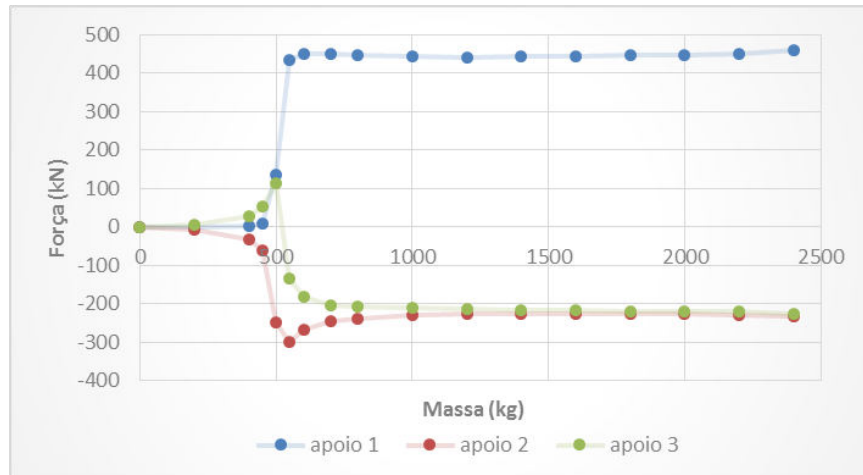


Figura 4.18 - Evolução do esforço axial (modo 1)

A evolução do esforço tendo em conta o modo 2 é o oposto do que acontece para o modo 1, facto que seria de esperar visto que o modo 2 é inicialmente exclusivo à direção Y, passando posteriormente a ser exclusivo a X. Assim, a explicação dada atrás é a mesma para este caso, apenas com as devidas alterações.

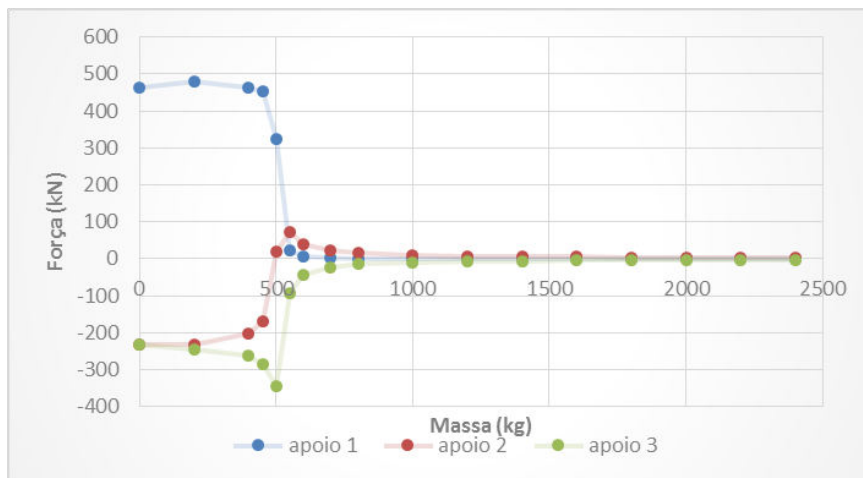


Figura 4.19 - Evolução do esforço axial (modo 2)

Verificou-se na análise modal que o modo 4 mantém-se praticamente constante ao longo de todo o carregamento, sendo que assim os esforços axiais vão aumentando gradualmente (em tração e compressão) em todos os apoios, sendo que no apoio 1 os esforços são sempre o dobro dos instalados nos apoios 2 e 3, e de sinal contrário, para manter o equilíbrio.

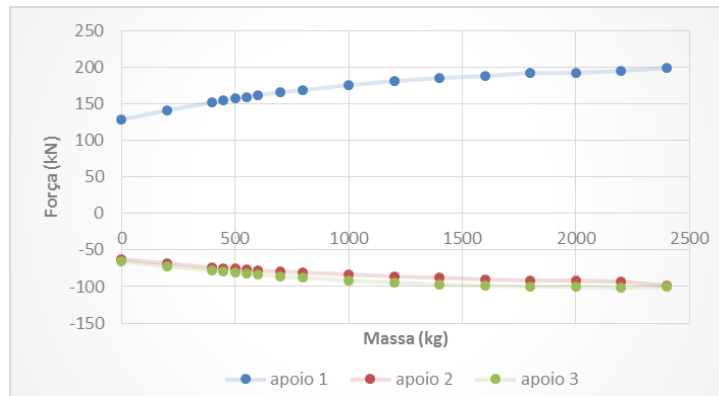


Figura 4.20 - Evolução do esforço axial (modo 4)

A ação sísmica regulamentar consiste portanto na combinação da ação sísmica segundo uma direção principal, com trinta por cento da ação sísmica na direção ortogonal. Assim, ir-se-á apresentar a combinação quadrática dos esforços axiais para os quatro modos de vibração apresentados, conforme a combinação regulamentar.

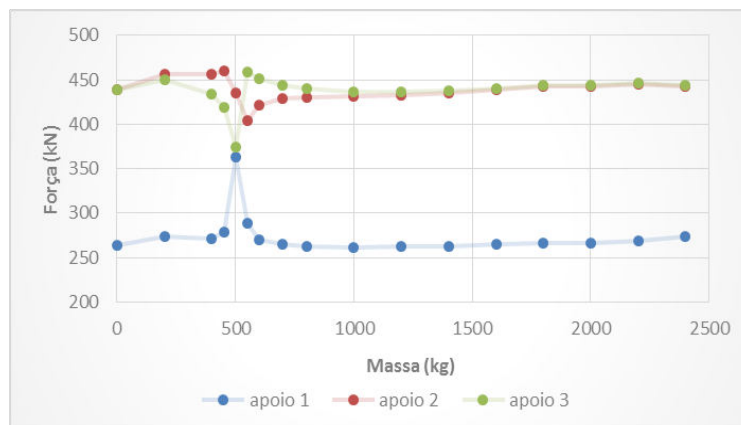


Figura 4.21 - Evolução do esforço axial para ação sísmica segundo X e acréscimo de 30% segundo Y

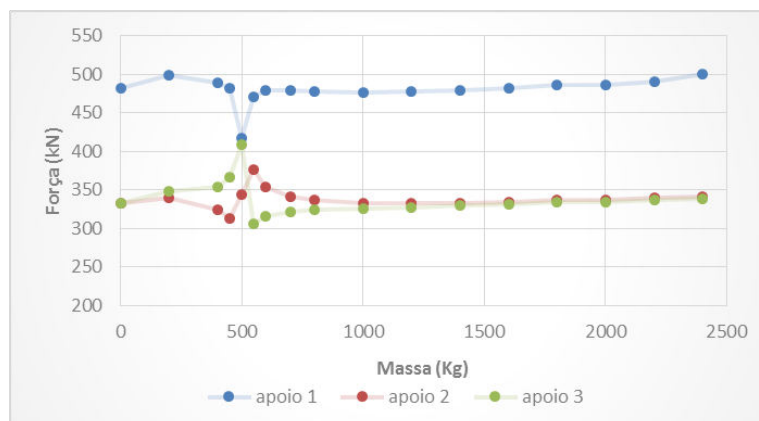


Figura 4.22 - Evolução do esforço axial para ação sísmica segundo Y e acréscimo de 30% segundo X

A fig.4.23 mostra a evolução do esforço axial para um carregamento estático, ou seja, é considerado o esforço axial nos apoios devido ao peso próprio juntamente com as escadas e plataforma, com os respectivos aumentos devidos aos incrementos de massa no topo. Naturalmente que a lei de variação dos esforços é linear e praticamente igual para todos os apoios (os apoios 2 e 3 estão ligeiramente mais esforçados devido às cargas excêntricas provocadas pelas escadas). Se só fosse considerada a parcela estática, tinha-se assim que os esforços axiais nos apoios iriam variar entre 32 a 40 kN.

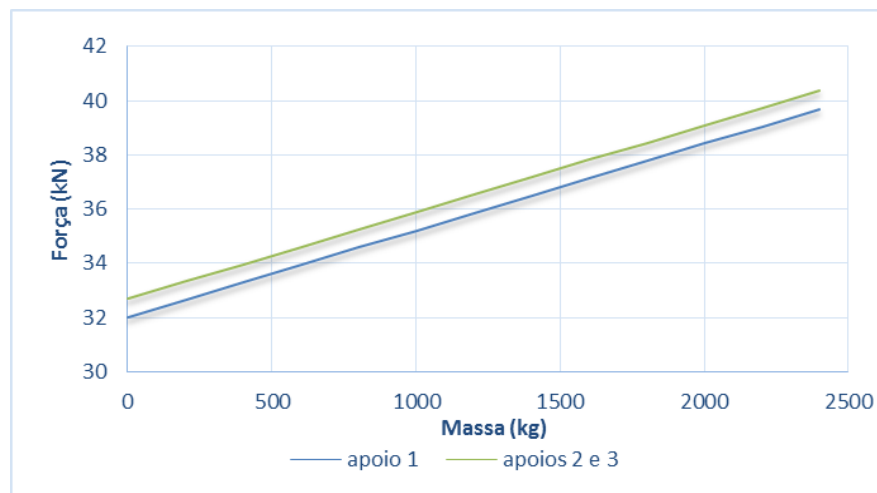


Figura 4.23 - Evolução do esforço axial estático

A verdadeira curva de evolução do esforço axial resulta da combinação quadrática completa dos 64 modos de vibração, e é constituída pelos máximos esforços de entre as duas combinações possíveis. Assim sendo, é possível deduzir algumas previsões acerca dessa curva, a partir da observação das figuras 4.21 e 4.22:

- Os esforços axiais no apoio 1 serão superiores aos dos apoios 2 e 3 (estes irão ter esforços semelhantes);
- Existe uma determinada massa aplicada no topo que torna o esforço axial mínimo, sendo esta portanto a correspondente ao peso ótimo;
- Os esforços axiais nos apoios não serão muito diferentes para a estrutura com cargas baixas ou para a estrutura com a carga máxima;

A fig.4.24 mostra a curva final do esforço axial nos apoios. Esta curva representa o total dos esforços, ou seja, a parcela estática mais o adicional devido à ação sísmica.



Figura 4.24 - Evolução do esforço axial para um terreno tipo D

Tem-se assim que as curvas finais são parábolas de concavidade voltada para cima, em que as cargas ótimas estão localizadas no intervalo dos 600 aos 1200 quilos. Os esforços variam entre cerca de 515 a 545 kN para o apoio 1 e entre 470 a 500 kN para os apoios 2 e 3. Neste caso não se obteve os picos obtidos nas curvas anteriores, pois esses mesmos dão-se para a massa de 500 quilos (já discutida atrás a razão de ser desse comportamento), e com os incrementos de 200 quilos esse valor não é incluído na análise. Observe-se que ao adicionar a parcela estática com os resultados obtidos com a contribuição apenas dos quatro primeiros modos, se obtêm esforços bastante próximos ao da curva final, o que prova que mesmo numa estrutura desta complexidade, os primeiros modos de vibração são os que mais irão controlar o seu comportamento.

Para qualquer outro terreno que não seja tipo D, as curvas têm uma configuração semelhante, com exceção do intervalo dos zero aos duzentos quilos de carga, mas apresentam valores inferiores, tal como se pode observar na fig. 4.25.

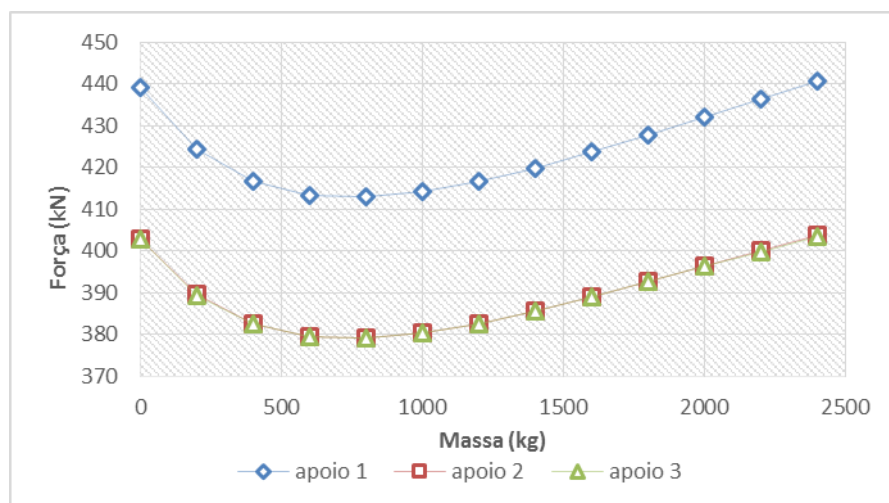


Figura 4.25 - Evolução do esforço axial para terrenos tipo A, B ou C



Observa-se assim que para terrenos de outros tipos, não há diferenças no esforço axial para cargas nulas ou cargas máximas, sendo que para qualquer carregamento de valor entre esses dois extremos, os esforços na base são aliviados. Os esforços para o apoio 1 variam entre 410 a 440 kN (uma diferença de cerca de 100 kN para um terreno tipo D) e para os apoios 2 e 3 variam entre 380 a 405 kN (uma diferença também de cerca de 100 kN para um terreno tipo D).

#### 4.2.2 ESFORÇO DE CORTE

Do mesmo modo que se procedeu para o esforço axial, ir-se-á seguir o mesmo procedimento para o esforço de corte nos apoios, ou seja, estudar a evolução deste para os quatro primeiros modos de vibração, tendo em conta que agora se fará o estudo de um esforço que se decompõe em duas direções horizontais (X e Y). Os seguintes resultados são para um terreno tipo D e para a ação sísmica aplicada segundo X.

Da análise da fig.4.26 observa-se que os esforços de corte atuantes na direção X são mais significativos nos apoios 2 e 3, sendo muito baixos para o apoio 1. À medida que a massa evolui, os mesmos tendem a diminuir, tendo em conta que o modo 1 começa a tornar-se num modo para a direção Y, sendo que portanto a ação segundo X deixa gradualmente de ter efeito, em que para cerca de 600 quilos os esforços já são praticamente nulos.

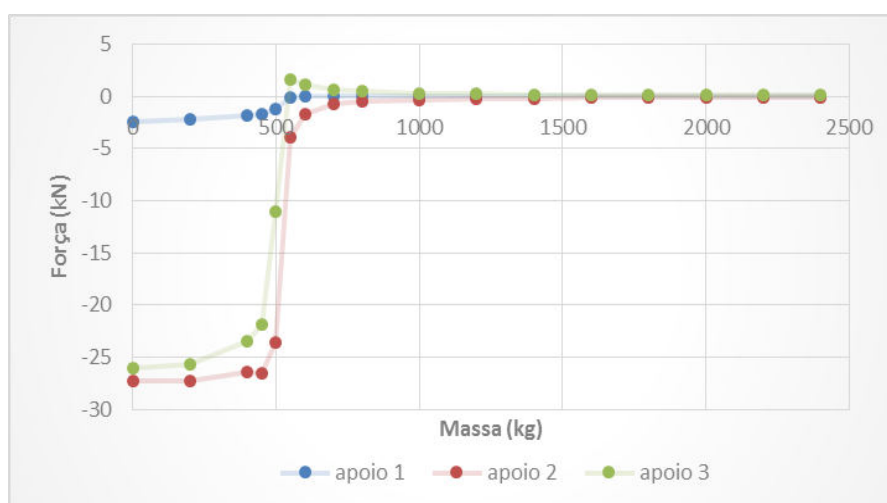


Figura 4.26 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1)

Em relação aos esforços em Y, estes são simétricos para os apoios 2 e 3 e praticamente nulos para o apoio 1, até carregamentos da ordem de 200 quilos, como se pode observar na fig. 4.27. A fig.4.28 procura explicar melhor a evolução destes dois esforços para o 1º modo de vibração.

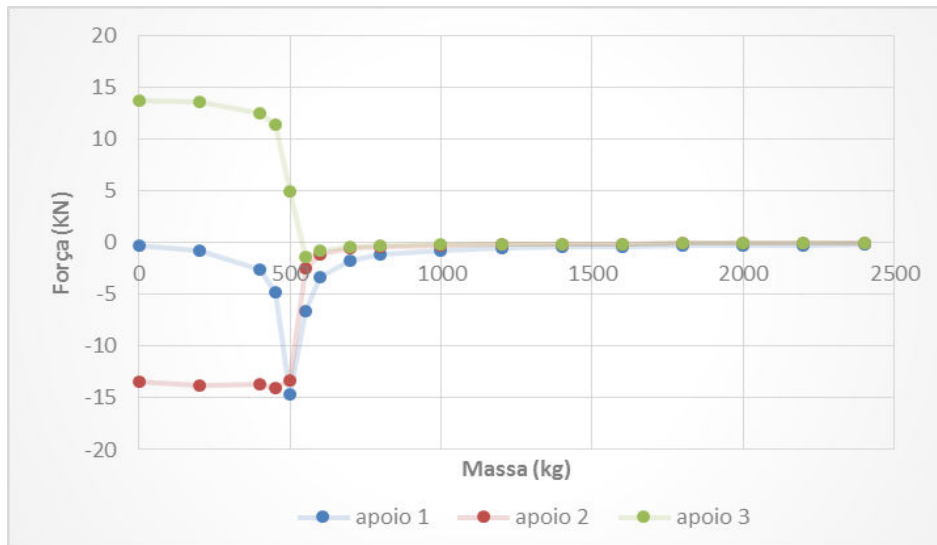


Figura 4.27 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 1)

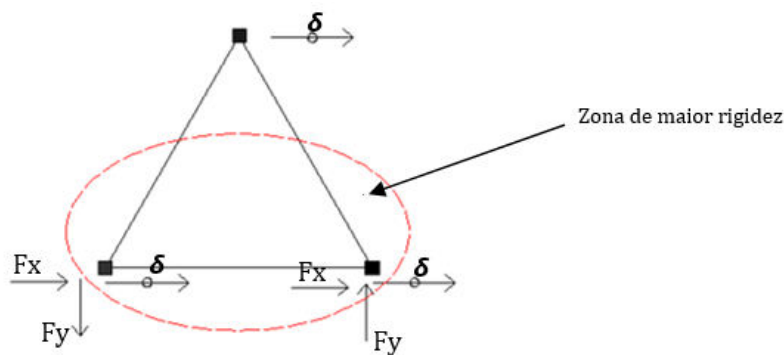


Figura 4.28 - Esforços de corte para igual deslocamento dos apoios

Sendo que o 1º modo é a deformada que corresponde a deslocamentos iguais para todos os apoios segundo a direção X (para os incrementos de massa mais baixos) é normal que as forças de corte segundo X se encontrem principalmente concentradas nos apoios 2 e 3, que estão na zona de maior rigidez, sendo desprezáveis para o apoio 1. Também surgem as forças segundo Y nos apoios 2 e 3, que são simétricas, e que resultam da restrição à rotação em sentido horário que a estrutura teria tendência a experimentar face a esse deslocamento. À medida que a massa aumenta, a deformada passa a dar-se para uma direção entre X e Y, começando a diminuir as reações segundo X em todos os apoios e a aumentar (para o intervalo em que se dá a transformação dos modos) a reação segundo Y para o apoio 1, atingindo neste um máximo para 500 quilos de carga.

Para o modo 2, tem-se que os esforços de corte são nulos para massas até cerca de 400 quilos, patamar a partir do qual começa a haver a inversão de modos e portanto passam a crescer os esforços de corte nos apoios 2 e 3 (sendo desprezáveis no apoio 1), situação semelhante ao que ocorre para o modo 1 mas nesse caso para massas inferiores a 400 quilos.

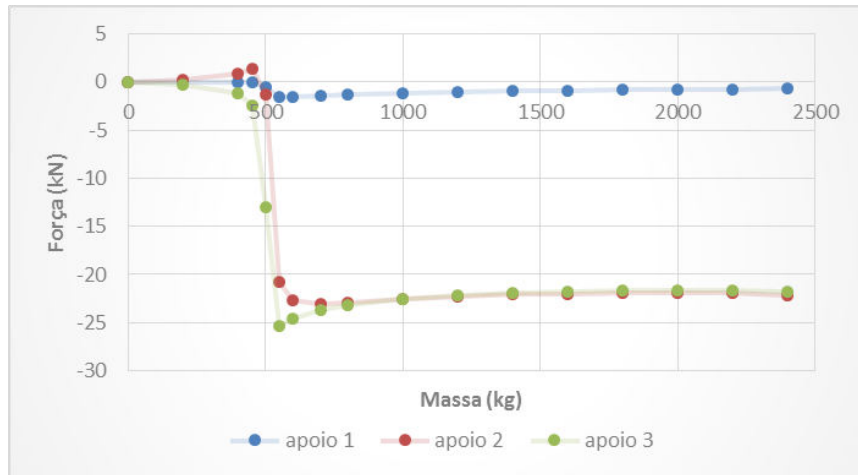


Figura 4.29 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 2)

A evolução do esforço de corte segundo Y tendo em conta o modo 2 é, para massas inferiores a 400 quilos, igual ao que acontece no modo 1 para massas superiores a 400 quilos, e para massas superiores a 400 quilos, é igual ao modo 1 para massas inferiores a esse valor. Mais uma vez fica aqui patente a inversão dos modos.

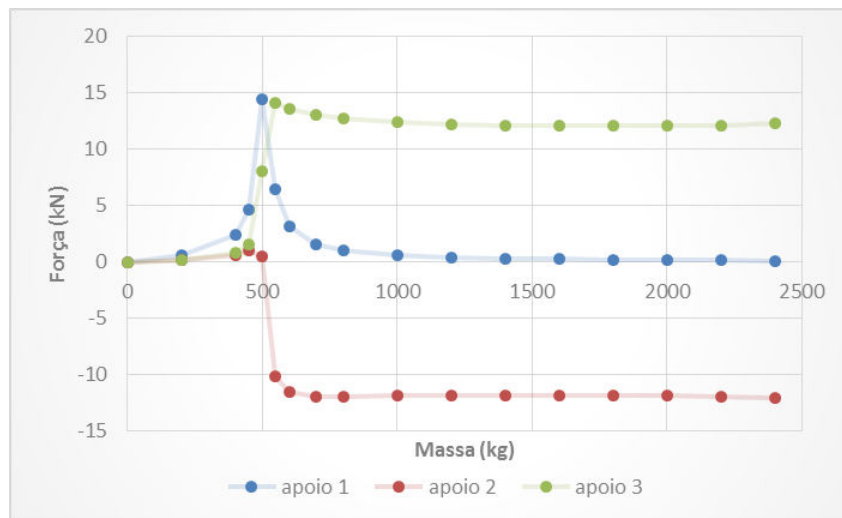


Figura 4.30 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 2)

O esforço de corte evolui gradualmente no modo 3, diminuindo apenas para uma massa de 2400 quilos, pois para esta a MME mobilizada segundo esse modo diminui, como já foi referido.

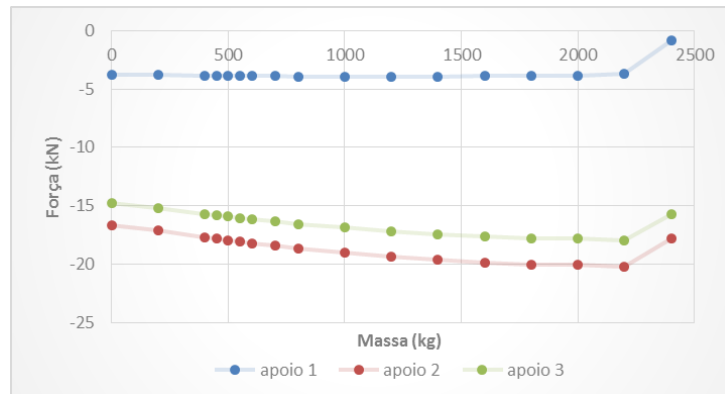


Figura 4.31 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 3)

O mesmo se passa para os esforços na direção Y, sendo que neste caso os mesmos são simétricos nos apoios 2 e 3, de modo a manter o equilíbrio.

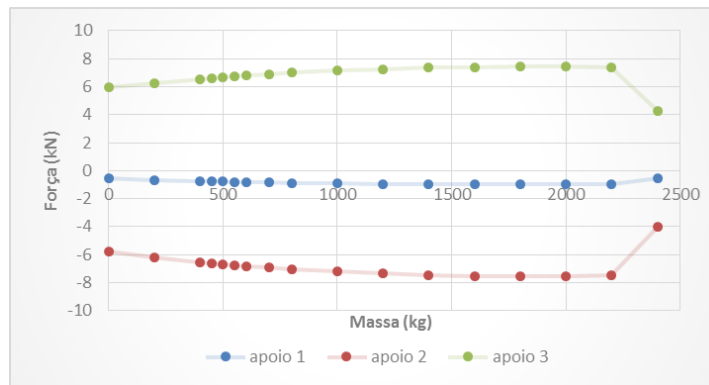


Figura 4.32 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 3)

Ir-se-á de seguida repetir o mesmo procedimento mas agora para uma ação sísmica regulamentar atuante segundo a direção Y.

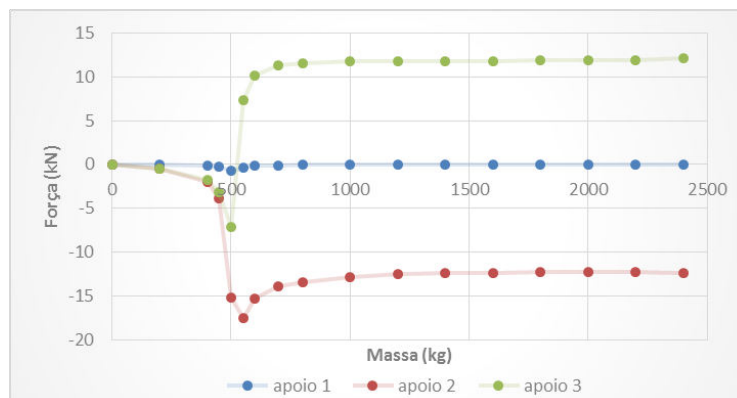


Figura 4.33 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1)

Em relação às forças segundo Y tem-se que estas são nulas para massas inferiores a 400 quilos, sendo que após as mesmas ultrapassarem esse valor, o modo 1 começa a ser mobilizado para a direção Y e as reações começam a crescer no mesmo sentido para todos os apoios, mantendo-se iguais para os apoios 2 e 3 e sendo maiores para o apoio 1.

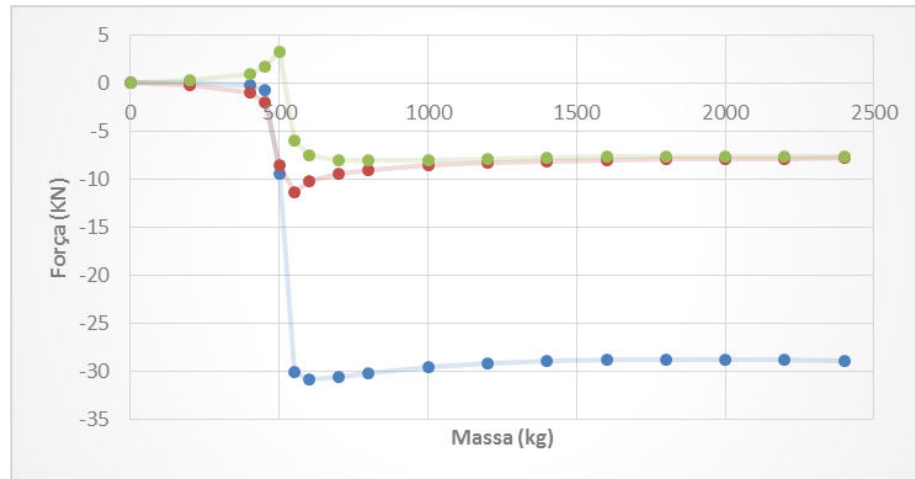


Figura 4.34 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 1)

A explicação para a evolução das forças de corte segundo X para o modo 2 é igual à dada para o modo 1, tendo de ter apenas as devidas alterações já explicadas anteriormente.

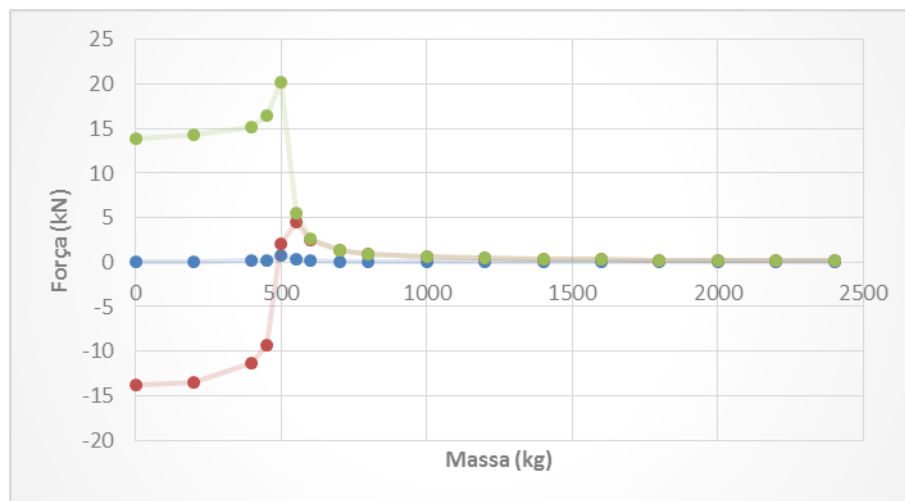


Figura 4.35 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 2)

O mesmo sucede neste caso para as forças segundo Y, a justificação é a mesma dada para o modo 1 mas com as devidas alterações.

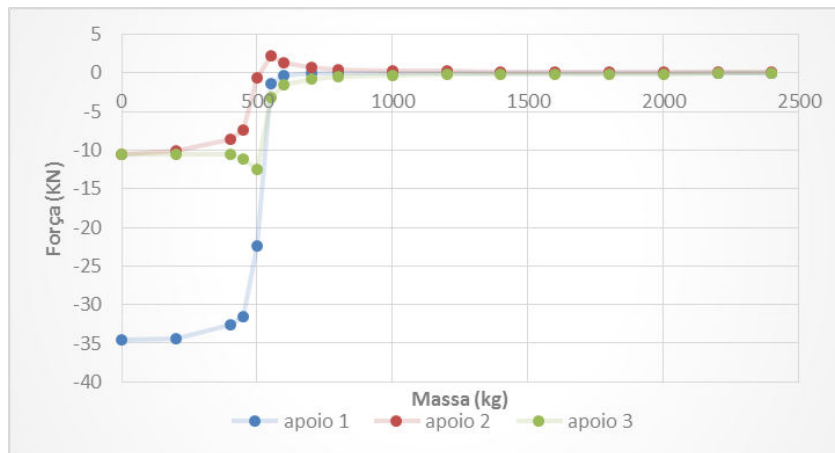


Figura 4.36 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 2)

As forças de corte segundo X para o modo 4 são nulas para o apoio 1 (visto que este se encontra na linha de simetria da base, que coincide com a linha de ação da força sísmica) e crescem gradualmente para os apoios 2 e 3, mantendo-se simétricas nos mesmos e assegurando assim o equilíbrio.

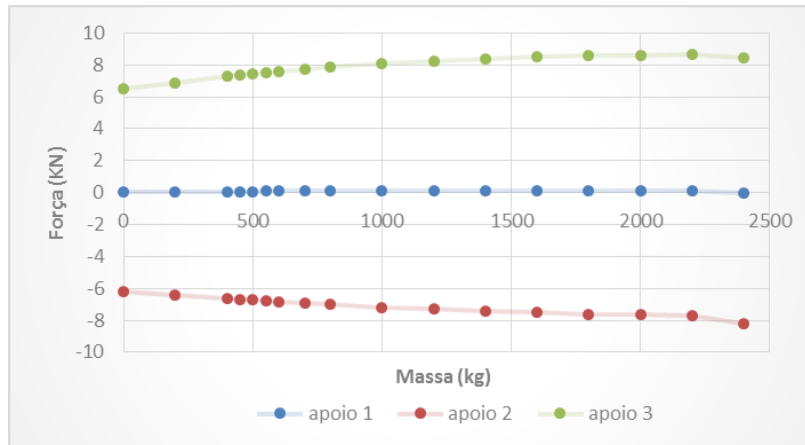


Figura 4.37 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 4)

Para a direção Y as forças nos apoios crescem gradualmente com a massa aplicada.

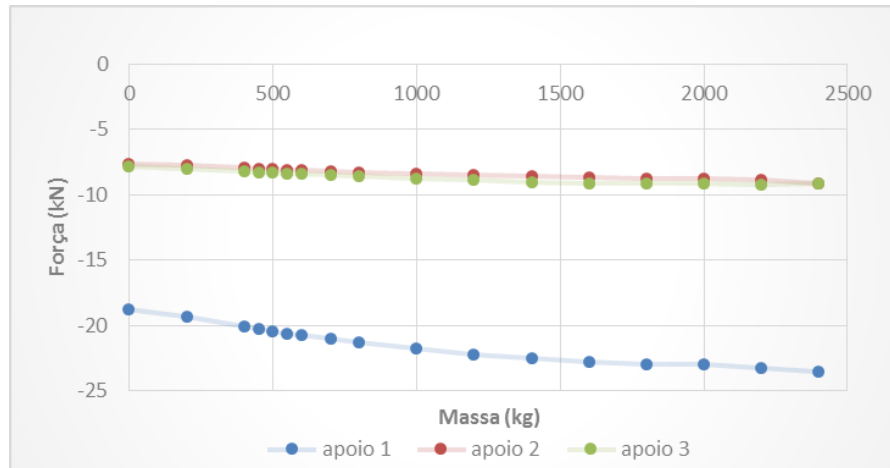


Figura 4.38 - Evolução do esforço de corte segundo Y (modo 4)

Após terem sido analisadas as evoluções dos esforços de acordo com os principais modos de vibração, ir-se-á de seguida apresentar a combinação quadrática dos mesmos, de acordo com a ação regulamentar.

A ação sísmica regulamentar é feita através da combinação entre os esforços obtidos para cada direção, ou seja, primeiro faz-se uma análise segundo uma direção e retiram-se os parâmetros a avaliar (esforços, deslocamentos...) e posteriormente faz-se a análise segundo a outra direção principal. A combinação é feita combinando quadraticamente os esforços obtidos numa direção com 30% dos esforços obtidos noutra direção. Assim, o que se obtém no final é uma estimativa do respetivo parâmetro, mas apenas em quantidade, ou seja, não se pode afirmar que são esforços (ou deslocamentos) segundo uma determinada direção, pois os mesmos são passíveis de ocorrer em qualquer direção. A análise sísmica regulamentar permite obter estimativas de valores máximos, apenas. Foram assim explicados os esforços de corte tendo em conta os primeiros modos de vibração e para as duas direções principais. Ao efetuar a combinação quadrática deixa-se automaticamente de falar em direções, e passa-se apenas a falar de quantidades. Das duas combinações quadráticas efetuadas que incluem apenas os quatro primeiros modos de vibração foram retirados os máximos, que se apresentam de seguida.

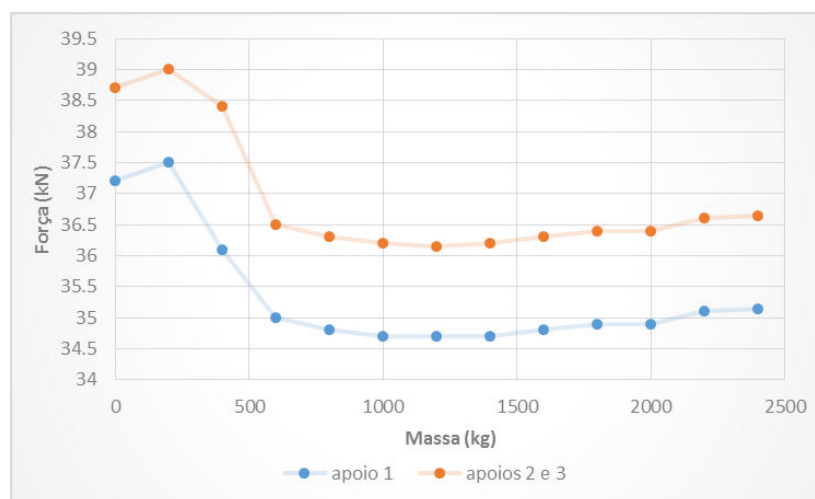


Figura 4.39 - Evolução dos esforços de corte máximos

As curvas finais dos esforços de corte resultam da combinação quadrática completa dos 64 modos de vibração, e da consideração dos máximos das quatro situações possíveis descritas. No entanto, a figura apresentada anteriormente permite tirar algumas conclusões acerca dessas curvas, nomeadamente que os esforços de corte vão ser aproximadamente constantes ao longo de todo o carregamento, sendo que os mesmos vão ser ligeiramente superiores para os apoios 2 e 3. Os esforços vão rondar o intervalo dos 35 aos 40 kN.

Apresentam-se de seguida as curvas finais dos esforços de corte nos apoios (parcela total devido á ação sísmica e a todas as restantes cargas permanentes), para um terreno tipo D.

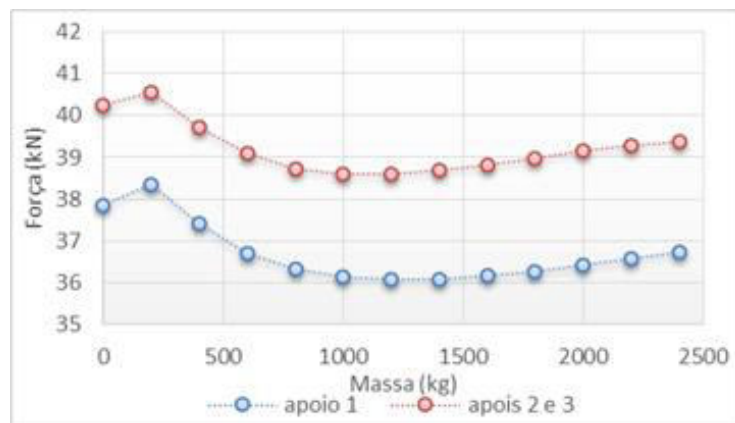


Figura 4.40 - Curvas finais do esfoço de corte máximo, terreno tipo D

Em relação aos outros tipos de terrenos, as curvas apresentam uma configuração idêntica mas os esforços são ligeiramente menores.

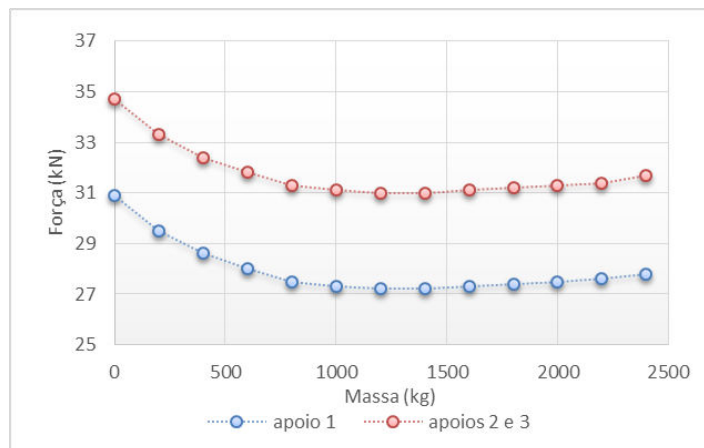


Figura 4.41 - Curvas finais do esfoço de corte máximo, terreno tipo A, B ou C



#### 4.2.3 MOMENTOS FLETORES

Os momentos fletores nos apoios são bastante baixos, não sendo portanto condicionante para o dimensionamento. São no entanto apresentadas de seguida as curvas dos mesmos para as direções X e Y, para um terreno tipo D.

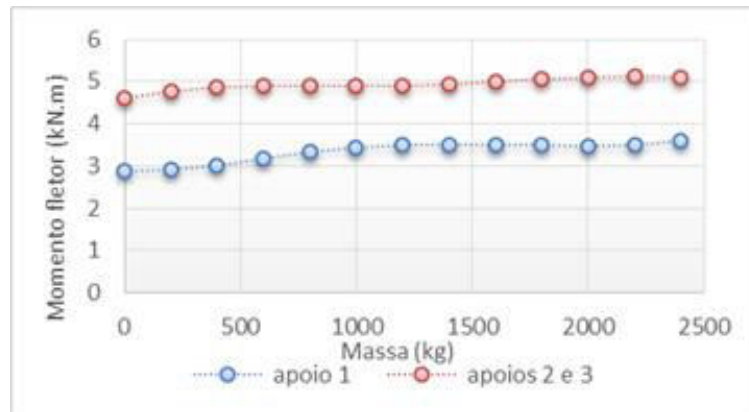


Figura 4.42 - Curvas dos momentos fletores, terreno tipo D

Como se observa das duas figuras anteriores, os momentos fletores mantêm-se praticamente constantes para os apoios 2 e 3 (variando apenas entre cerca de 5 a 5.5 kN.m) e têm um ligeiro crescimento para o apoio 1, variando entre cerca de 3 a 4,5 kN.m.

#### 4.2.4 ESTADO DE TENSÃO

Apresenta-se de seguida as curvas que descrevem a evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado (tensão total devida a todas as cargas permanentes e à ação sísmica). O elemento mais esforçado não é sempre o mesmo, variando com o carregamento.

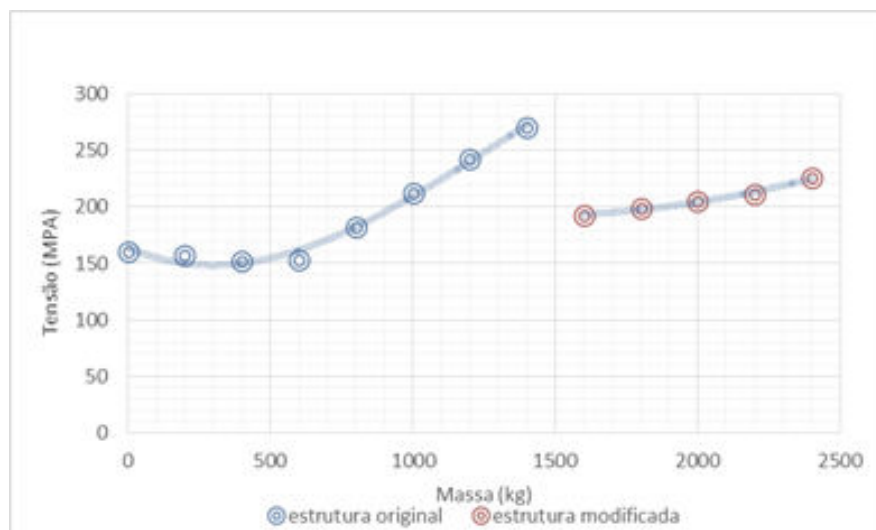


Figura 4.43 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo D

Note-se que a tensão tem inicialmente uma evolução parabólica. Até cerca de 600 quilos, a mesma permanece aproximadamente constante, sendo da ordem de grandeza dos 150 MPA. A partir desse patamar, o crescimento da mesma ocorre de um modo bastante acentuado, chegando a atingir cerca de 270 MPA para uma massa de 1400 quilos. Salienta-se mais uma vez que esta é a tensão instalada apenas num elemento da estrutura, sendo que todos os outros apresentam tensões inferiores. Assim sendo, para a massa de 1400 quilos apenas um elemento estará a começar a entrar em patamar de cedência do material. Se a partir desse valor se continuar com os incrementos, começam a haver mais elementos com tensões cada vez mais próximas da tensão de cedência, e começa portanto a haver uma plastificação de vários elementos, conduzindo assim a deformações residuais. Como já foi referido anteriormente, é objetivo conduzir esta análise sempre dentro do domínio elástico-linear. Ora este mesmo não ocorre caso as tensões atinjam o limite de cedência, e portanto, foi proposta pelo autor uma nova solução estrutural de forma a contornar este problema. Esta solução permite que as tensões continuem a permanecer no regime elástico, mesmo para a massa máxima no topo. As secções que constituem os três elementos da última travessa da torre são originalmente constituídas por uma secção tubular CHS 48.3\*3. Se esta for substituída por uma secção CHS 60.3\*3, a distribuição das tensões pelos vários elementos dá-se de uma forma diferente, nunca ultrapassando o limite de cedência. É sugerido portanto que, se a estrutura tiver de suportar massas superiores a 1400 quilos se faça a mudança de secção proposta, evitando deste modo que a mesma sofra deformações residuais, passando a tensão máxima a ser de 230 MPA para a maior massa considerada na análise. Para um qualquer outro tipo de terreno que não D, a evolução das tensões dá-se de uma forma semelhante, mas com valores mais baixos.

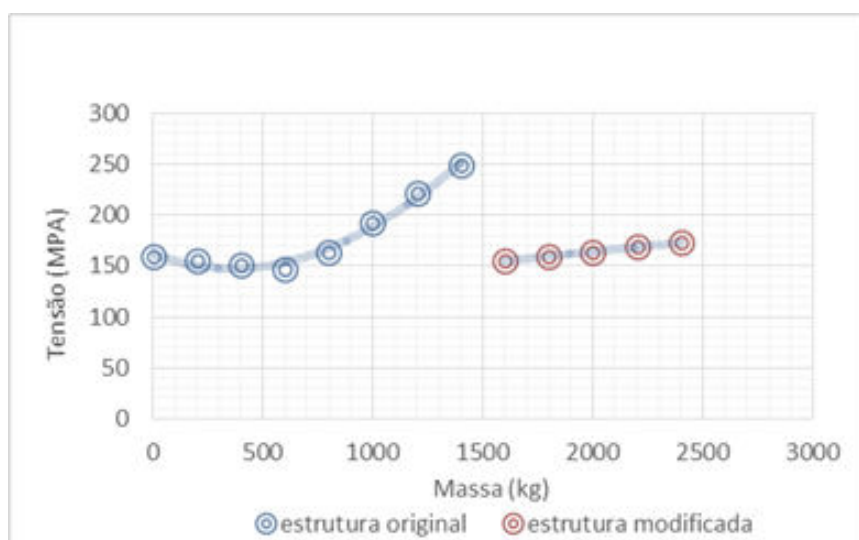


Figura 4.44 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo A, B ou C

Verifica-se assim que, após a mudança de secção, a tensão máxima para 2400 quilos é cerca de 170 MPA, uma diferença de cerca de 60 MPA para um terreno tipo D.

O elemento mais tencionado pertence a uma travessa localizada a cerca de um quarto de altura da torre, para massas até 1200 quilos. A partir deste carregamento os elementos mais tencionados fazem parte precisamente da última travessa.

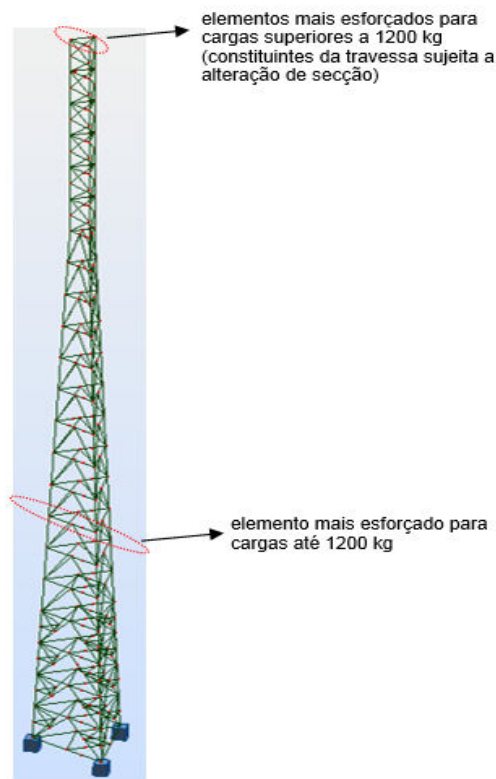


Figura 4.45 - Elementos mais esforçados durante o carregamento

#### 4.2.5 DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES

Os modos 1 e 2 são os mais condicionantes para os deslocamentos dos nós da estrutura. Assim sendo, será analisada a evolução do deslocamento do topo para um terreno tipo D, (média dos deslocamentos dos 3 nós da travessa) para cada um dos dois modos e para cada direção. Será também apresentada a evolução das rotações máximas do topo.

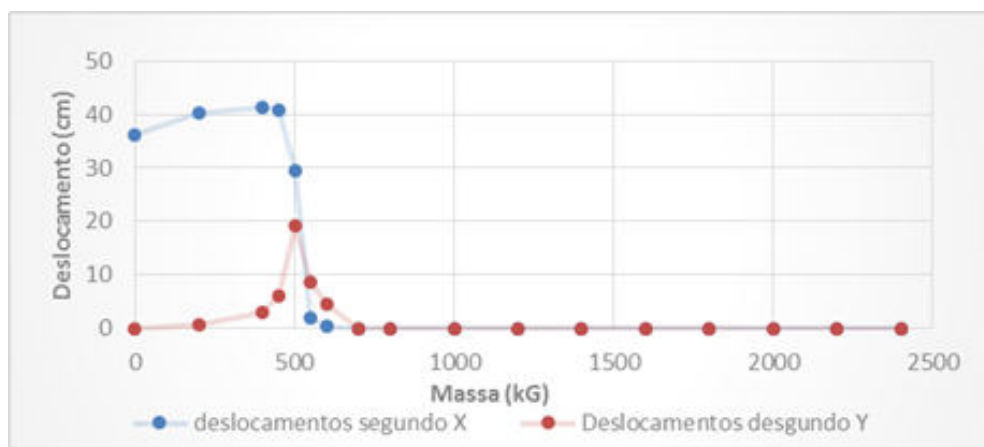


Figura 4.46 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 1)

Para o primeiro modo tem-se que os deslocamentos segundo X são crescentes até massas de cerca de 400 quilos, momento em que os mesmos começam a decrescer até serem nulos, visto que o modo passa a ter cada vez mais contribuição apenas para a direção Y, deixando portanto a ação de excitar a estrutura. Os deslocamentos segundo Y só não são nulos para o intervalo de carga em que se dá a inversão do modo, pois para esse intervalo a estrutura deforma-se numa direção intermédia entre X e Y.

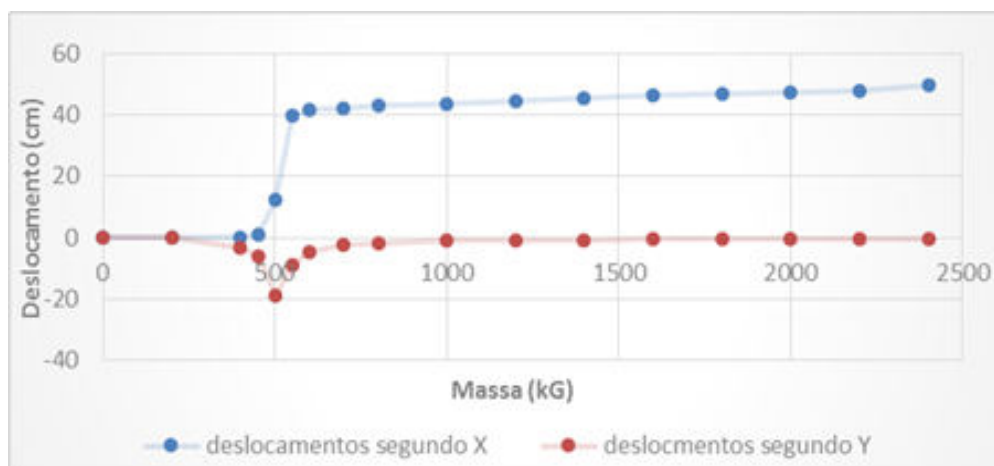


Figura 4.47 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 2)

Para o segundo modo tem-se uma situação idêntica ao primeiro, mas como seria de esperar os deslocamentos segundo X apenas começam a ser relevantes a partir de cerca dos 600 quilos, massa a partir da qual o modo 2 já tem contribuições relevantes para a direção em questão, chegando a atingir um deslocamento máximo de 50 cm para a carga de 2400 quilos.

Seguem-se de seguida as curvas resultantes da aplicação da ação sísmica segundo a direção Y. Os mesmos raciocínios usados anteriormente servem também para explicar a evolução dessas curvas.

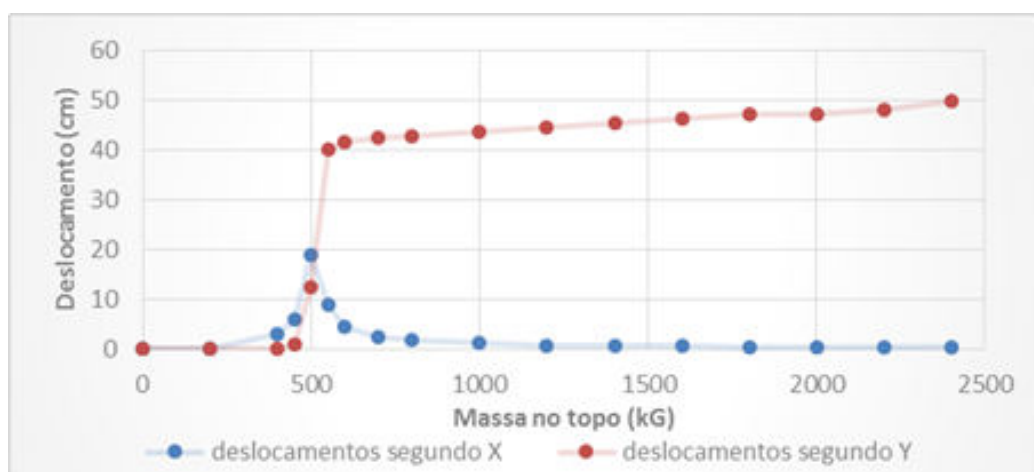


Figura 4.48 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção Y (modo 1)

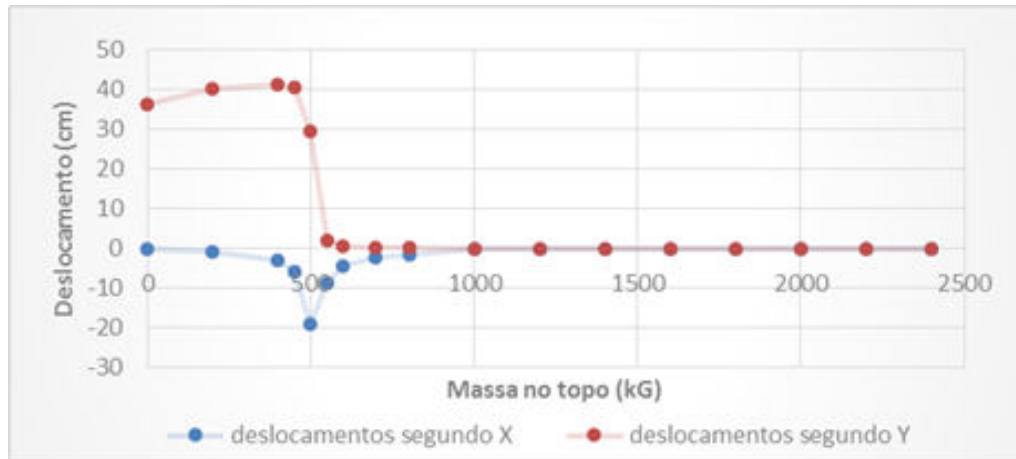


Figura 4.49 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção Y (modo 2)

Fazendo a combinação quadrática para os dois modos apresentados, obteve-se a seguinte curva resultante das duas situações regulamentares possíveis.

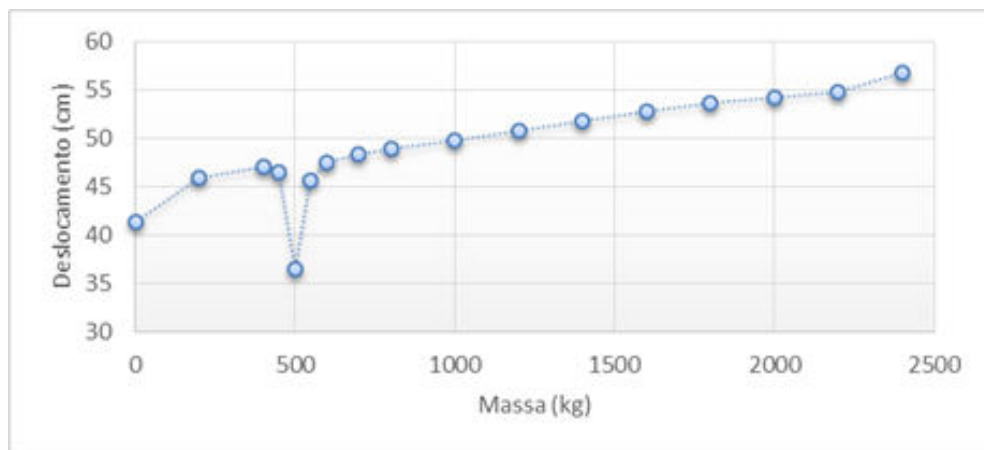


Figura 4.50 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo

Da figura anterior pode-se concluir que os deslocamentos máximos vão ser sempre crescentes, variando num intervalo de 40 a 60 cm, seguindo uma lei praticamente linear. Apresenta-se de seguida a curva final dos deslocamentos, que resulta da combinação quadrática completa tendo em conta os 64 modos de vibração.

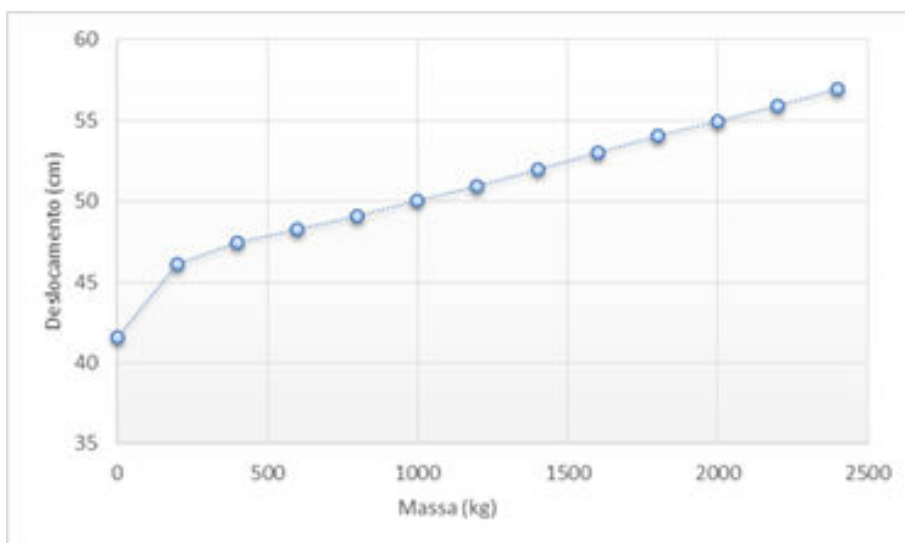


Figura 4.51 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo D

Assim tem-se um deslocamento de cerca de 42 cm para a estrutura sem carga, e um deslocamento de cerca de 57 cm para a carga máxima. As rotações máximas de topo seguem uma configuração semelhante e variam entre cerca de 0.014 rad (para um carregamento nulo) até cerca de 0.032 rad (para um carregamento de 2400 quilos).

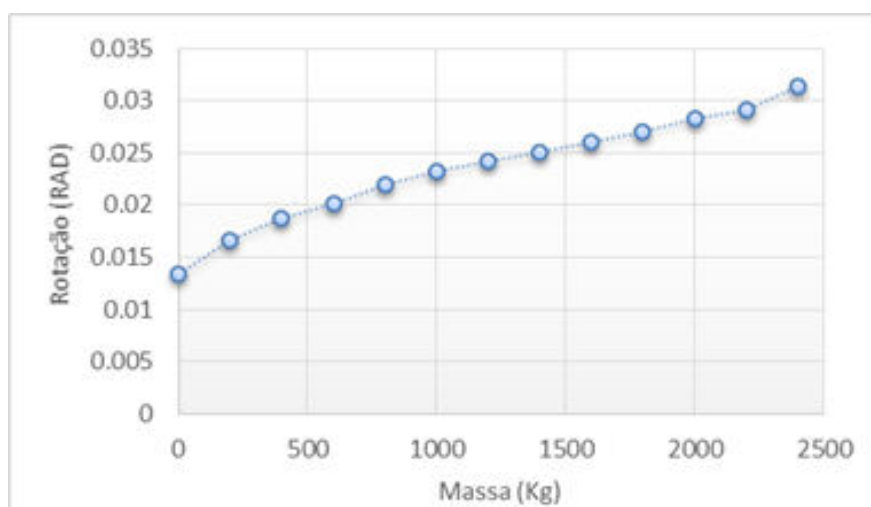


Figura 4.52 - Evolução das rotações máximas de topo, terreno tipo D

Para um qualquer outro tipo de terreno os deslocamentos máximos de topo que a estrutura sofre seguem um desenvolvimento mais linear e apresentam valores mais baixos.

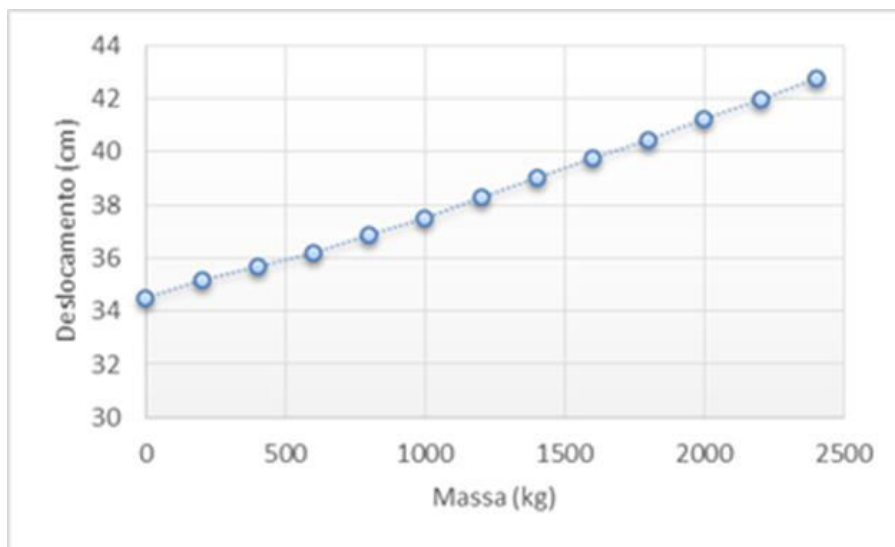


Figura 4.53 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo A, B ou C

Tem-se assim que os deslocamentos máximos variam entre cerca de 34 a 43 cm, uma diferença de 7 e 13 cm para os máximos atingidos num terreno tipo D, respetivamente.

#### 4.2.6 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS

De acordo com os valores limites expressos na norma americana TIA 222 (ver secção 1.7 do cap.1) os deslocamentos de topo máximos permitidos para esta estrutura em particular são de 98 cm, sendo que bastante superiores aos obtidos para os diferentes tipos de terreno. Em termos de rotações máximas permitidas, as mesmas são de 0.07 radianos para antenas VHF, segundo a TIA 222 e de 0.03 radianos para antenas UHF, segundo *Telebras*. Apenas para estas ultimas o limite é ligeiramente excedido, para terreno tipo D. De um modo geral pode-se dizer que a ação sísmica não é condicionante em termos de requisitos de funcionamento.

### 4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL

A análise temporal foi efetuada independentemente para as duas direções principais X e Y. No decorrer desta análise, foram aplicadas as massas no topo com incrementos de 400 quilos, dentro do intervalo dos 0 aos 2400 quilos, para os dois sismos em estudo: Northridge e Kobe.

#### 4.3.7 SISMO DE NORTHRIDGE

Seguem-se de seguida os resultados para o sismo de Northridge. Os mesmos referem-se à evolução dos máximos esforços de tração e compressão, esforços de corte, momentos fletores, deslocamentos e rotações de topo e tensões. No Anexo A1 são apresentados os resultados para todos os instantes de tempo, para a massa que se considera a mais desfavorável neste sismo em particular.

##### 4.3.7.1 Esforços Axiais

As seguintes figuras mostram a evolução dos esforços axiais máximos nos apoios, esforços estes que irão variar caso o sismo seja aplicado segundo X ou segundo Y, visto que a estrutura não é simétrica para essas direções. Os esforços apresentados resultam da ação do sismo e de todas as restantes cargas permanentes.

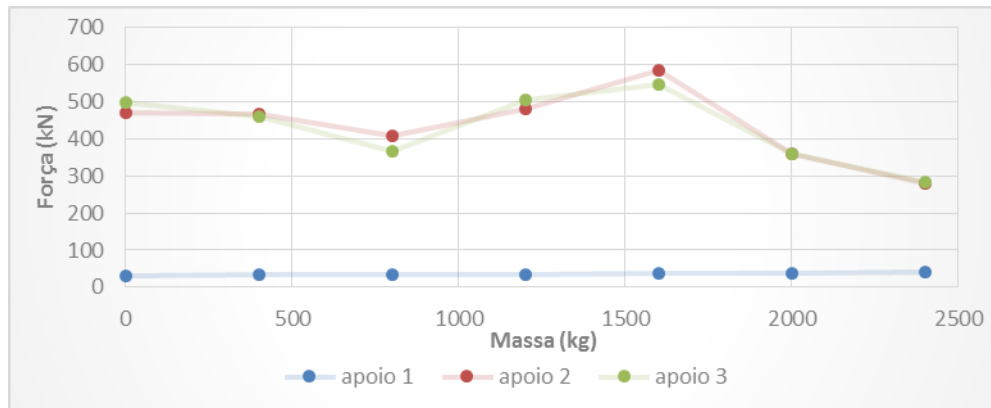


Figura 4.54 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção X

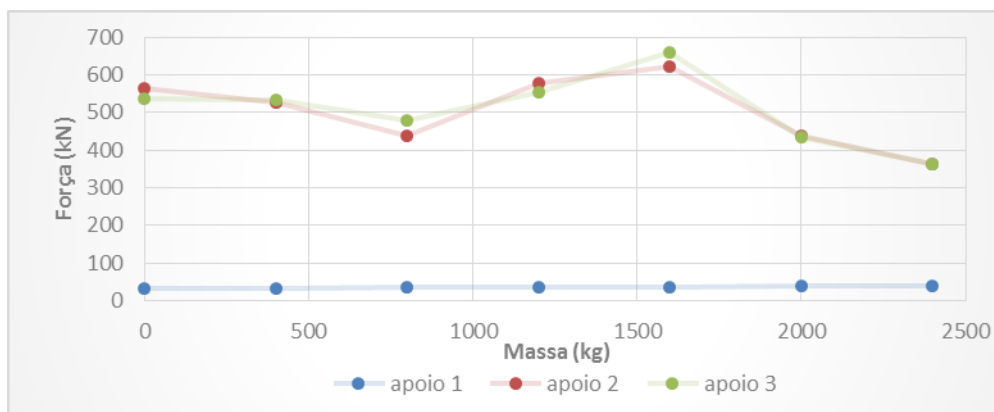


Figura 4.55 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção X

Tem-se portanto que, para o sismo aplicado segundo X, os esforços axiais de compressão são de uma ordem de grandeza semelhante aos esforços de tração, e os mesmos são praticamente coincidentes para os apoios 2 e 3, sendo que no apoio 1 são muito baixos (resultam apenas da parcela estática, pois como já foi explicado anteriormente este encontra-se no eixo neutro da base). Os esforços de tração atingem um máximo de cerca de 600 kN (no apoio 2) e os esforços de compressão atingem um máximo de cerca de 670 kN (no apoio 3), para uma massa de 1600 quilos. Os esforços mínimos atingem-se 2400 quilos, e valem cerca de 290 kN e 360 kN (respectivamente tração e compressão).

Passa-se de seguida à apresentação dos resultados devidos à aplicação do sismo segundo a direção Y.



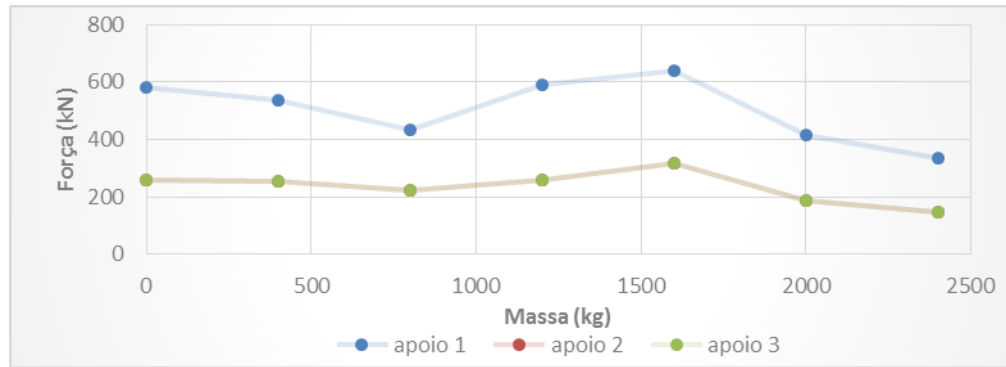


Figura 4.56 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção Y

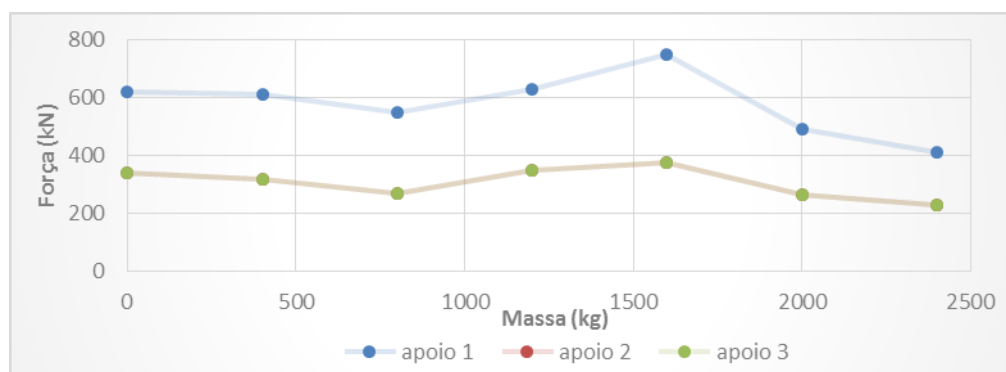


Figura 4.57 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção

A estrutura apresenta o seu eixo de simetria segundo a direção Y. Assim, os esforços nos apoios 2 e 3 são coincidentes e valem aproximadamente metade dos esforços obtidos no apoio 1, facto que seria de esperar tendo em conta o equilíbrio de forças. As curvas dos apoios 2 e 3 seguem uma configuração semelhante à obtida para o sismo aplicado segundo X, atingindo os máximos também para um carregamento de 1600 quilos, de cerca de 390 kN e 300 kN (respetivamente compressão e tração). Os máximos esforços para o apoio 1 valem cerca de 740 kN e 610 kN, respetivamente tração e compressão.

#### 4.3.7.2 Esforços de Corte

Seguem-se de seguida os resultados para os esforços de corte. Ao aplicar o sismo segundo uma determinada direção, ir-se-ão gerar esforços de corte segundo as duas direções. A questão de como estes se distribuem pelos apoios já foi justificada na análise espectral, sendo nesta secção dada mais ênfase aos valores obtidos para os mesmos.

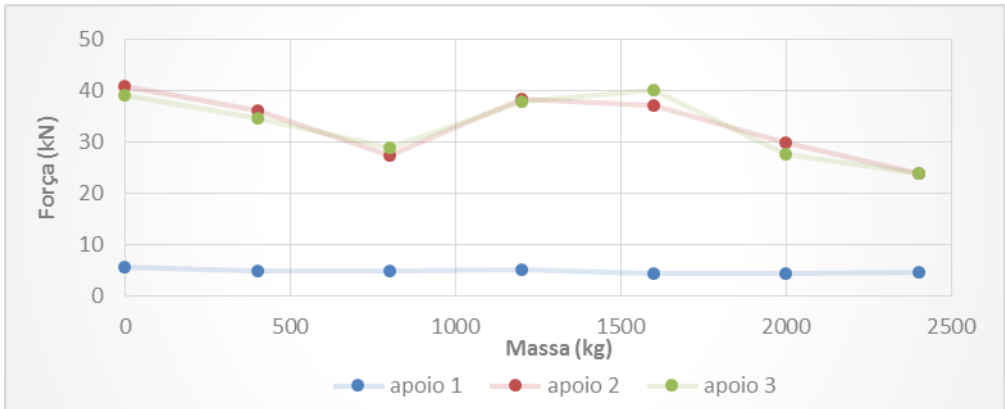


Figura 4.58 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção X

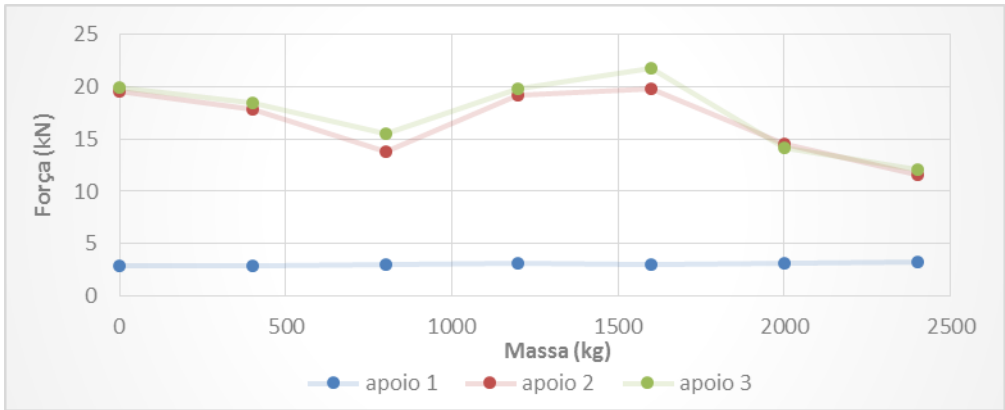


Figura 4.59 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção X

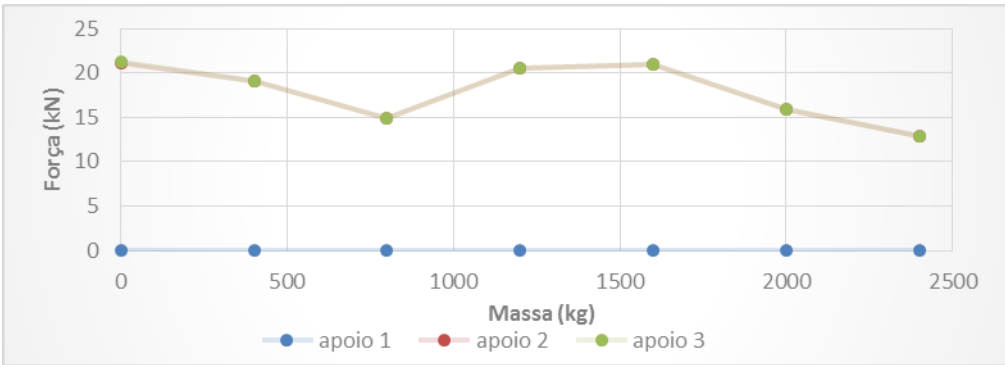


Figura 4.60 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção Y

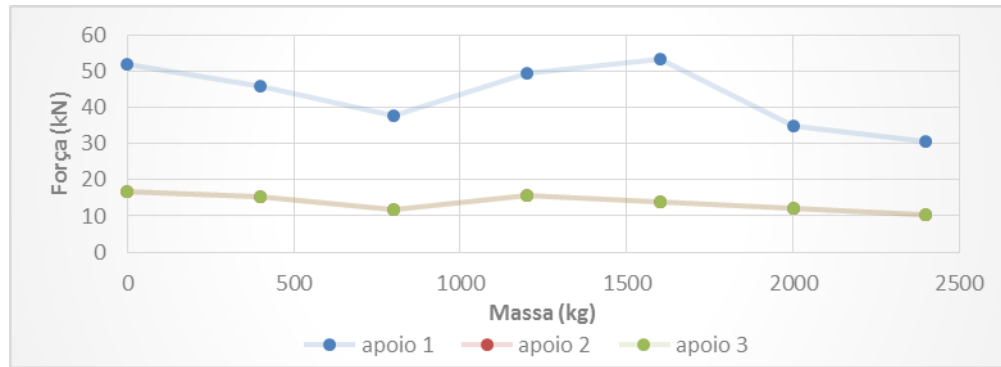


Figura 4.61 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção Y

Quer o sismo seja aplicado segundo X ou segundo Y, as curvas seguem uma configuração semelhante e apresentam dois máximos de igual ordem de grandeza, que ocorrem quando a estrutura está descarregada, e para uma massa de 1600 quilos. Os esforços de corte máximo nos apoios 2 e 3 obtêm-se para o sismo aplicado segundo X e valem cerca de 40 kN, sendo que o sismo aplicado segundo Y gera esforços máximos para o apoio 1, da ordem dos 50 kN. De um modo geral, as curvas sofrem variações de 20 kN ao longo de todo o carregamento.

#### 4.3.7.3 Momentos Fletores

Os momentos fletores apresentam valores relativamente baixos. Ao aplicar o sismo numa determinada direção, os momentos segundo essa mesma direção são inferiores aos momentos segundo a direção ortogonal. Os máximos para os apoios 2 e 3 obtêm-se com a aplicação do sismo segundo X e variam entre 4 a 7 kN.m para o apoio 2 (sendo que o máximo se obtém para o carregamento de 2400 quilos) e entre 3 a 4 kN.m para apoio 3, sendo que o máximo se obtém para 1600 quilos de carga. Para o apoio 1 obtém-se um momento máximo de 8 kN.m para um carregamento de 1600 quilos e para o sismo aplicado segundo a direção Y.

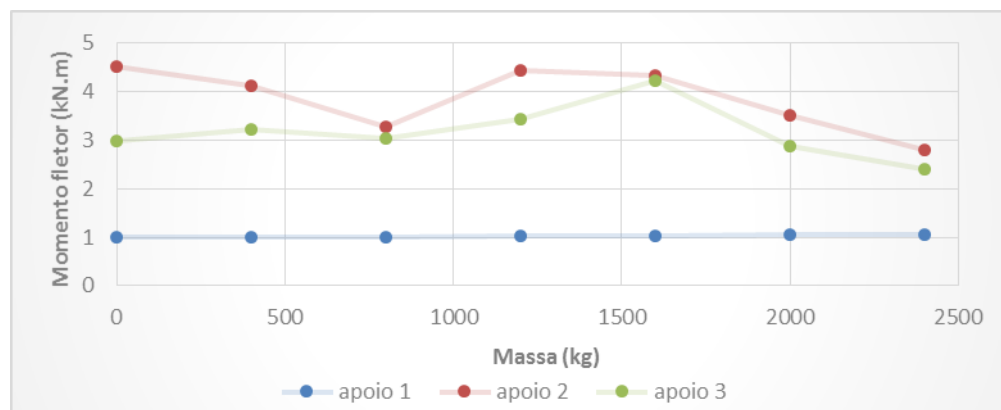


Figura 4.62 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção X

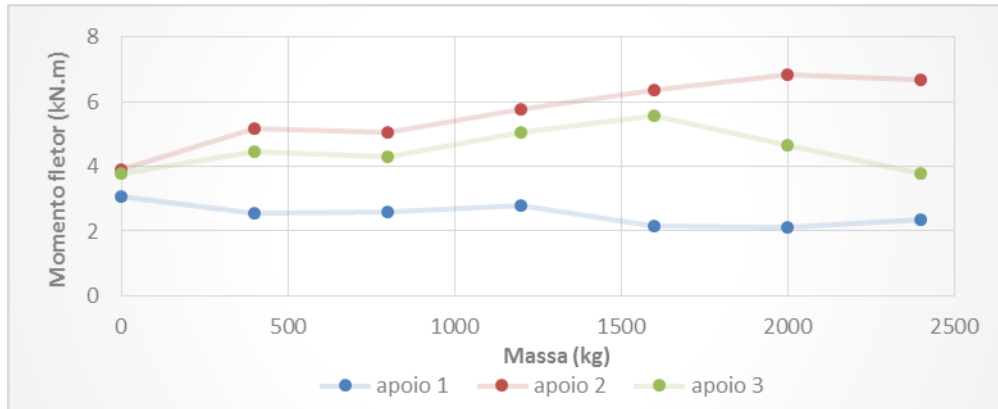


Figura 4.63 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção

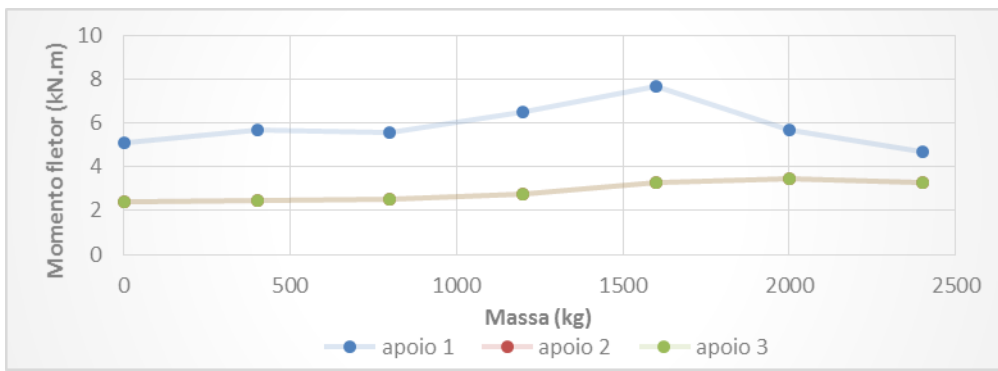


Figura 4.64 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção Y

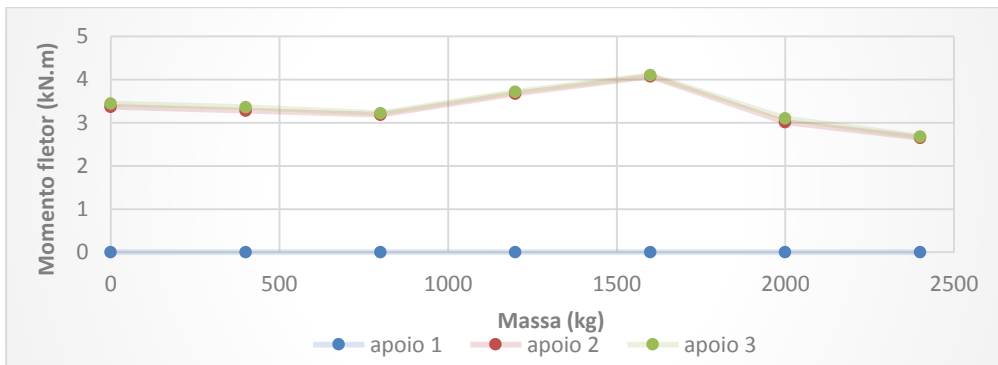


Figura 4.65 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção Y

#### 4.3.7.4 Deslocamentos e Rotações

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos para os deslocamentos e rotações máximas de topo.

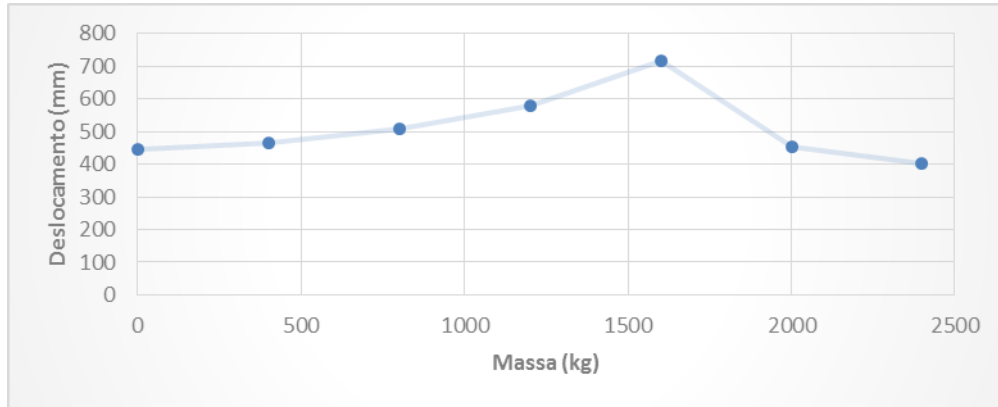


Figura 4.66 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo X para sismo aplicado segundo X

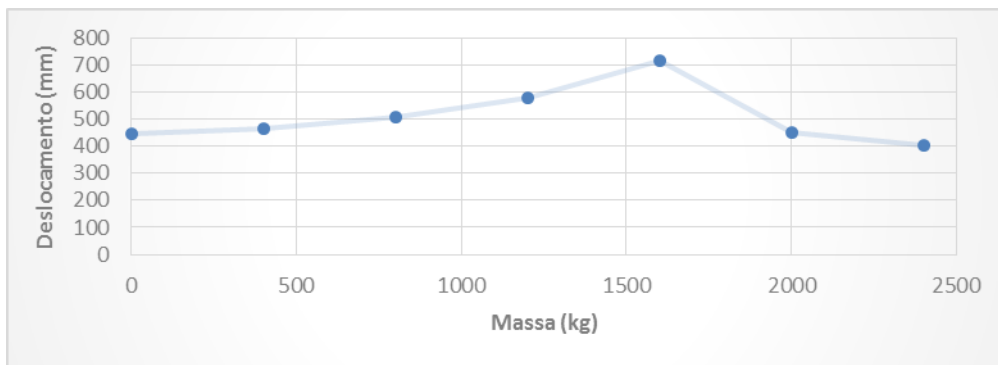


Figura 4.67 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo Y para sismo aplicado segundo Y

Foram obtidos resultados iguais para as duas situações. Os deslocamentos crescem a partir de cerca de 450 mm até atingirem um máximo de 700 mm para um carregamento de 1600 quilos, a partir do qual os mesmos passam a decrescer e atingem um mínimo de 400 mm para o carregamento máximo. O mesmo se pode dizer para as rotações, que são praticamente coincidentes (são ligeiramente superiores para o sismo aplicado segundo X). A curva das rotações segue uma configuração semelhante à dos deslocamentos, sendo que as mesmas atingem um máximo de 0,028 rad para um carregamento de 1600 quilos.

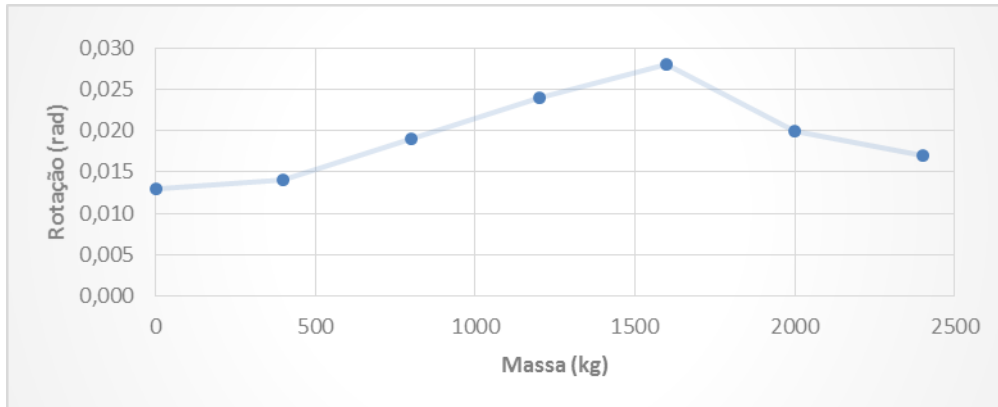


Figura 4.68 - Evolução das rotações máximas segundo X para sismo aplicado segundo X

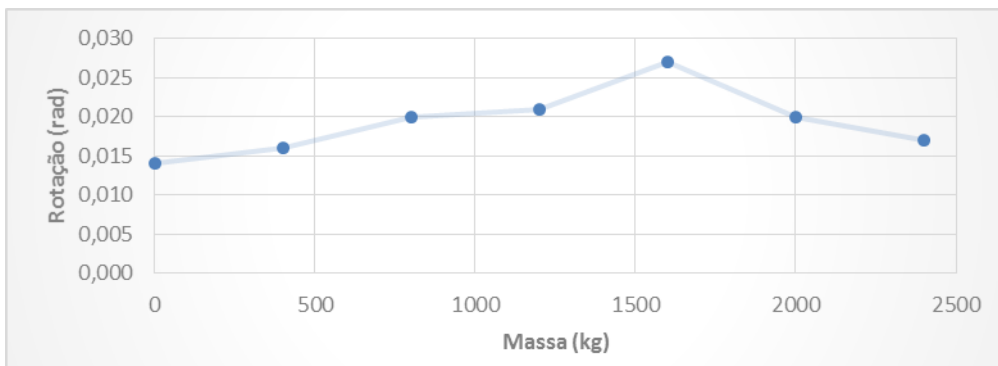


Figura 4.69 - Evolução das rotações máximas segundo Y para sismo aplicado segundo Y

#### 4.3.7.5 Estado de Tensão

A evolução das tensões no elemento mais esforçado segue um desenvolvimento semelhante para as duas situações em estudo. Para um carregamento de 1200 quilos, a tensão supera o valor correspondente ao limite de cedência, pelo que foi efetuada a mudança já atrás referida na análise espectral. Esta mudança permite uma redução das tensões, sendo que as mesmas atingem um pico de cerca de 240 MPa para a carga de 1600 quilos, e passam posteriormente a decrescer.

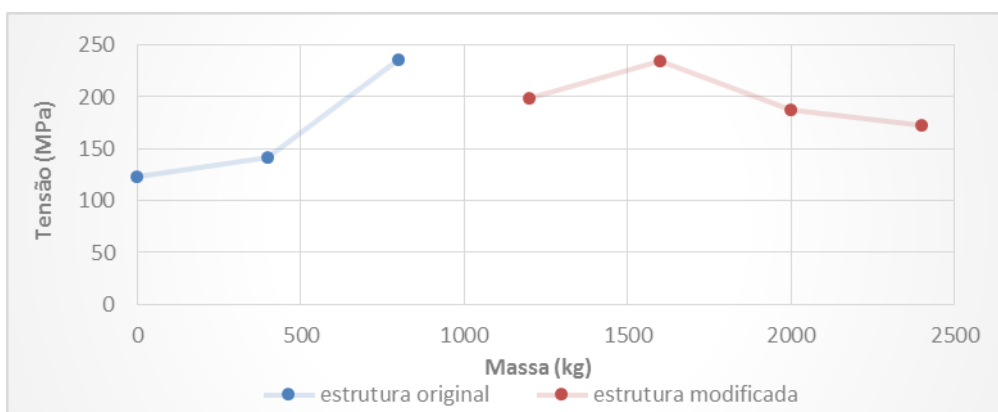


Figura 4.70 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo X

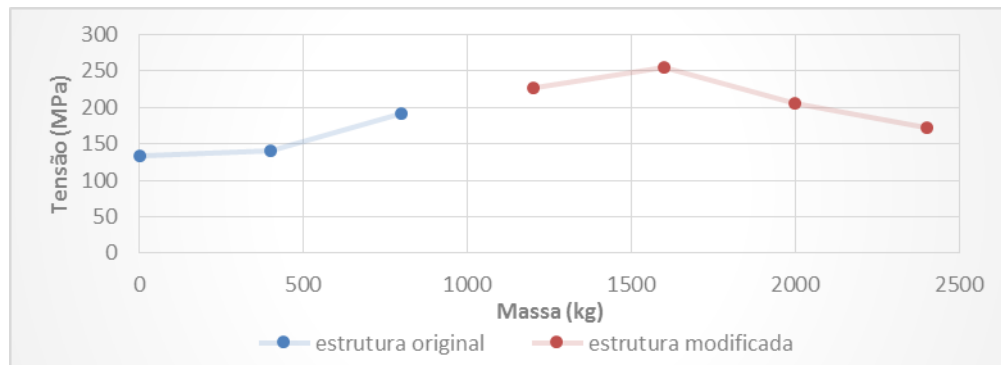


Figura 4.71 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo Y

#### 4.3.7.6 Massa Mais Desfavorável

Todos os resultados anteriores permitem chegar à conclusão de que para este sismo em particular, a massa mais desfavorável é de 1600 quilos. De facto, todos os esforços, deslocamentos e tensões atingem um máximo para essa carga. Assim sendo, conclui-se que a frequência de vibração da estrutura quando é carregada com 1600 quilos, faz parte do intervalo da gama de frequências principais deste sismo, daí o agravamento dos seus efeitos na estrutura. O carregamento máximo é favorável, de um modo geral para todos os esforços, mas principalmente no que diz respeito aos esforços de tração/compressão, sendo no que diz respeito a deslocamentos praticamente indiferente ter a estrutura descarregada ou com massa máxima. Em termos de tensões, as mesmas são bastante similares para os dois extremos, mas não são diretamente comparáveis pois para massas superiores a 1200 quilos a estrutura foi modificada.

#### 4.3.8 SISMO DE KOBE

Tal como se fez para o caso do sismo de Northridge, apresentam-se de seguida os resultados obtidos devido à aplicação do sismo de Kobe. Realça-se mais uma vez que estes são os totais devido à parcela estática mais a ação sísmica. No Anexo A1 são apresentados os resultados para a massa mais desfavorável.

##### 4.3.8.1 Esforços Axiais

Verificou-se que os esforços de tração e compressão decrescem com o carregamento, obtendo-se portanto o seu valor máximo para um carregamento nulo. Estes esforços variam no intervalo dos 500 aos 600 kN para os apoios 2 e 3, e atingem 700 kN para o apoio 1.



Figura 4.72 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção X

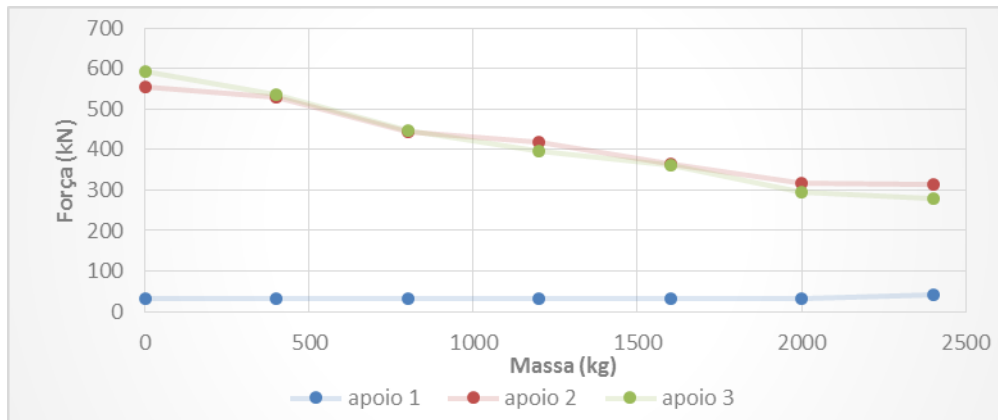


Figura 4.73 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção X

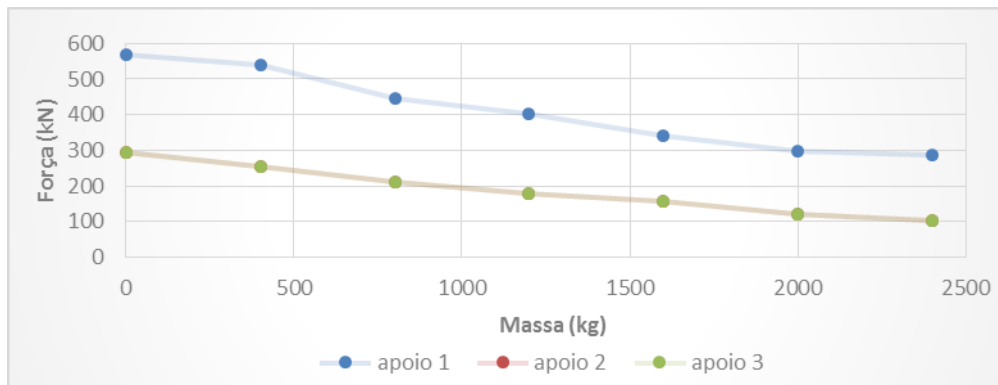


Figura 4.74 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração, para sismo aplicado na direção Y

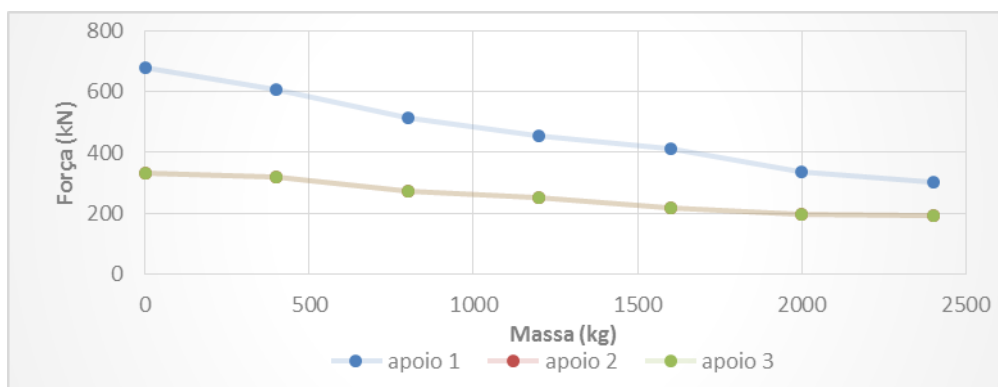


Figura 4.75 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão, para sismo aplicado na direção Y



#### 4.3.8.2 Esforços de Corte

Os esforços de corte são decrescentes com o carregamento. Obtêm-se os máximos para massas nulas, valendo os mesmos 40 e 45 kN para os apoios 2 e 3 respetivamente, atingindo um valor de 50 kN para o apoio 1.

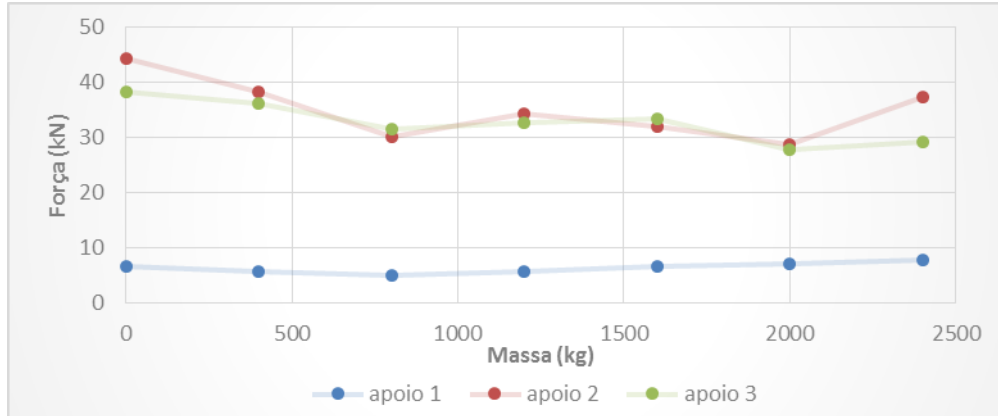


Figura 4.76 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção X

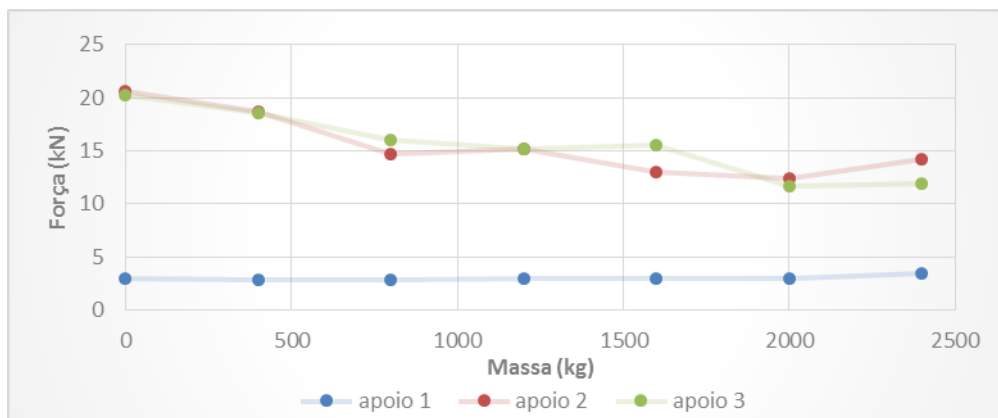


Figura 4.77 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção X

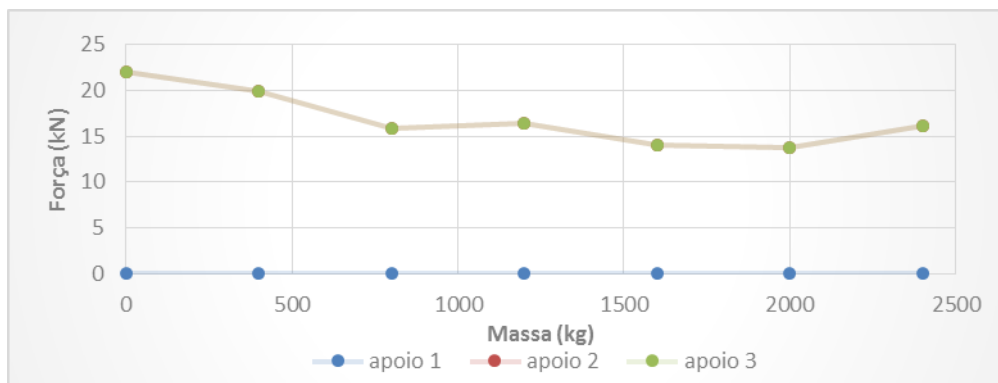


Figura 4.78- Evolução dos máximos esforços de corte segundo X, para sismo aplicado na direção Y

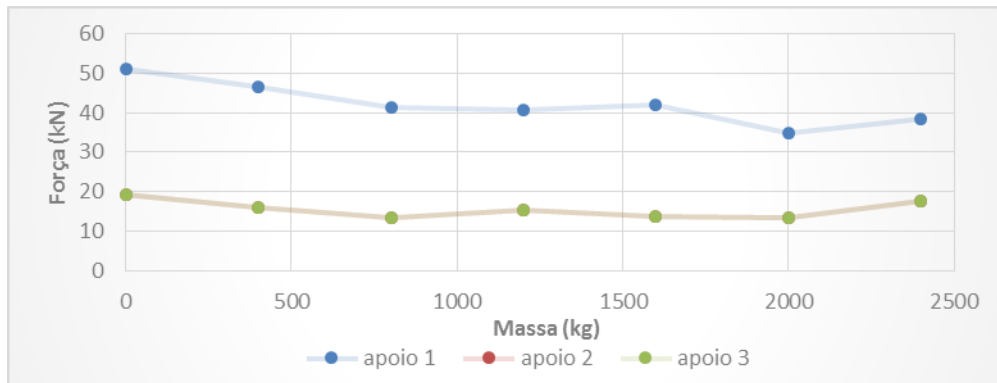


Figura 4.79 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo Y, para sismo aplicado na direção Y

#### 4.3.8.3 Momentos Fletores

Seguem-se as curvas dos momentos fletores, que apresentam valores bastante reduzidos. Para o sismo aplicado segundo a direção X os momentos segundo essa direção decrescem (exceto para o apoio 1 em que se mantêm aproximadamente constantes) enquanto os momentos segundo a direção Y aumentam para o apoio 2 e mantêm-se constantes para os restantes apoios. Para o sismo aplicado segundo a direção Y, os momentos segundo a direção X crescem ligeiramente para os apoios 2 e 3 e diminuem para o apoio 1, enquanto os momentos segundo Y diminuem com o carregamento para os apoios 2 e 3 e são nulos para o apoio 1. Assim, obtêm-se valores máximos de 6 kN.m e 5 kN.m respetivamente para os apoios 1 e 3, para um carregamento nulo, sendo que o máximo para o apoio 2 é de 8 kN.m e ocorre para o máximo carregamento.

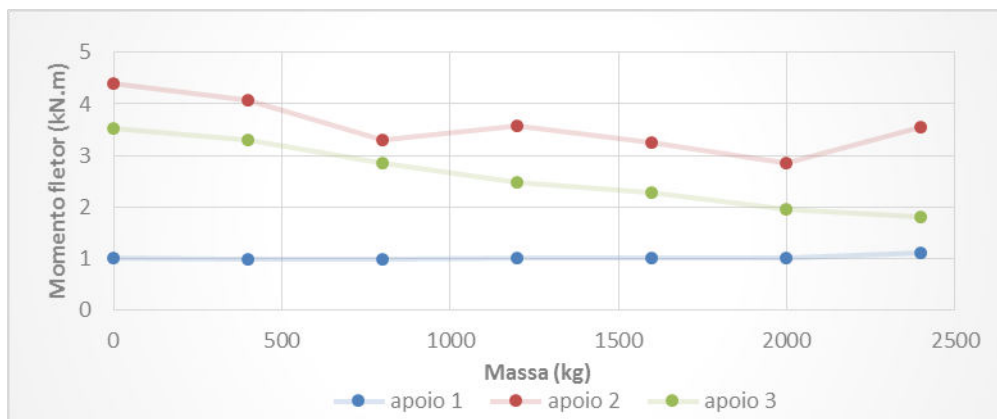


Figura 4.80 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção X

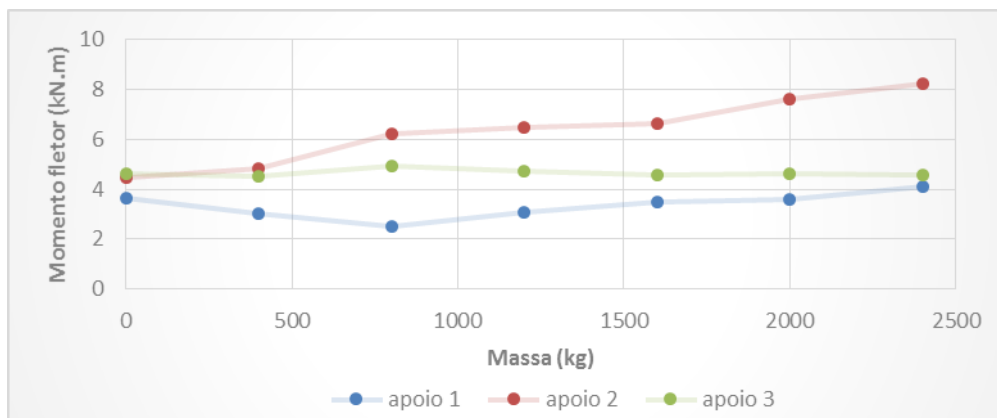


Figura 4.81 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção X

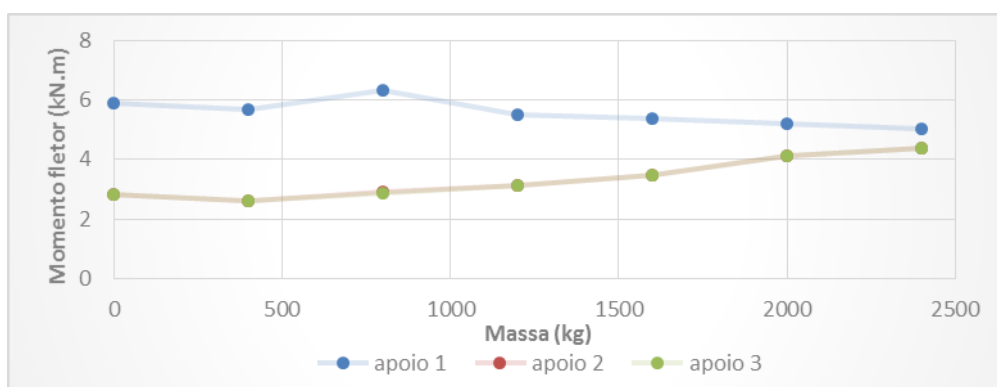


Figura 4.82 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X, para sismo aplicado na direção Y

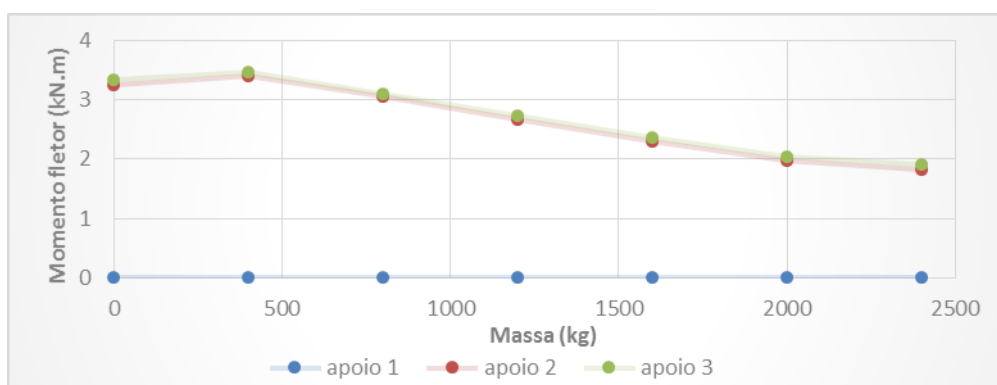


Figura 4.83 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y, para sismo aplicado na direção Y

#### 4.3.8.4 Deslocamentos e Rotações

As curvas dos deslocamentos e rotações máximas coincidem para o sismo aplicado em qualquer uma das direções principais, portanto só se irá apresentar um gráfico para os deslocamentos e outro para as rotações, tendo em conta que os mesmos representam a evolução dos deslocamentos/rotações segundo a direção em que o sismo foi aplicado.

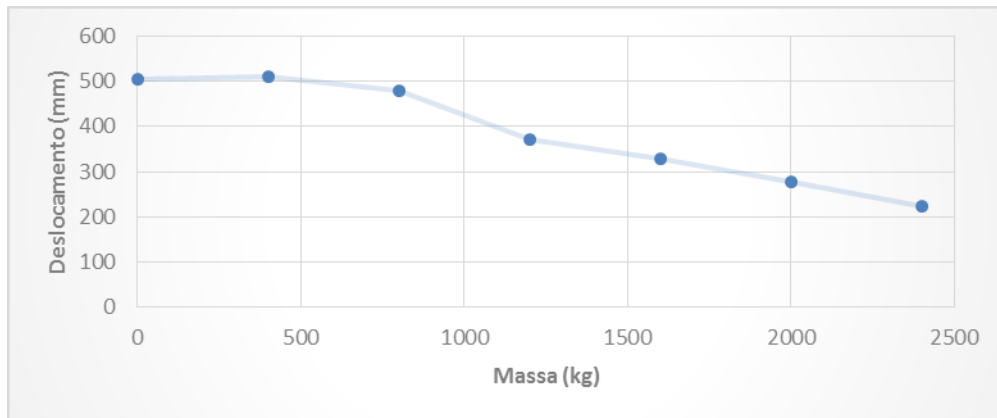


Figura 4.84 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo

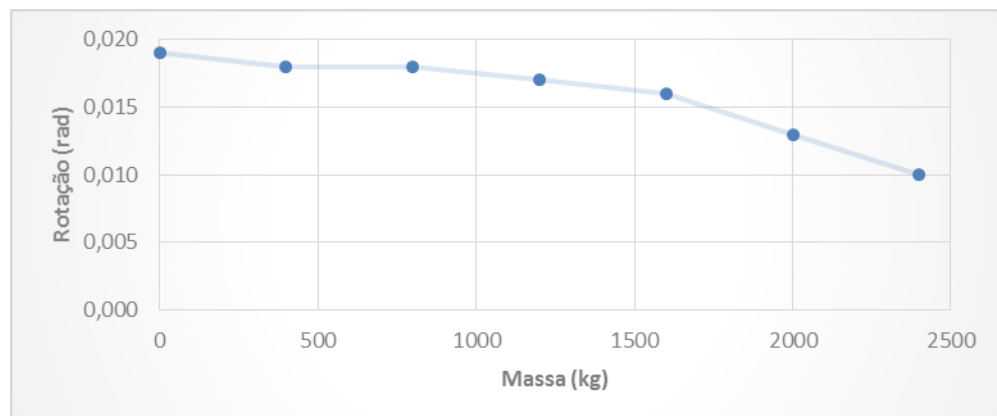


Figura 4.85 - Evolução das rotações máximas de topo

Verifica-se que os deslocamentos mantêm-se aproximadamente constantes e da ordem dos 50 cm para incrementos de massa até 800 quilos, sendo que a partir deste começam a decrescer até atingir um mínimo de cerca de 20 cm para a massa máxima. A curva das rotações experimenta uma configuração semelhante, mantendo-se no patamar dos 0,018 rad para incrementos de carga até 800 quilos, passando a partir desse limite a decrescer até atingir um mínimo de 0,01 rad para o carregamento máximo.

#### 4.3.8.5 Estado de Tensão

As curvas da evolução da tensão no elemento mais esforçado seguem uma configuração semelhante para ambos os casos. As mesmas partem dos 150 MPA e ultrapassam a tensão de cedência para uma massa de 1200 quilos. Assim sendo, a partir deste foi efetuada a mudança de secção já atrás referida, o

que permitiu baixar o nível de tensão para um valor que se manteve praticamente constante ao longo do carregamento, no patamar dos 150 MPa.

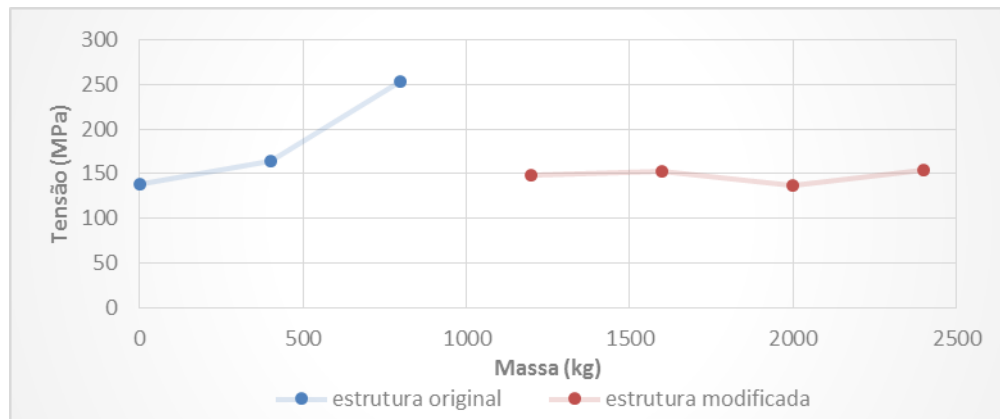


Figura 4.86 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo X

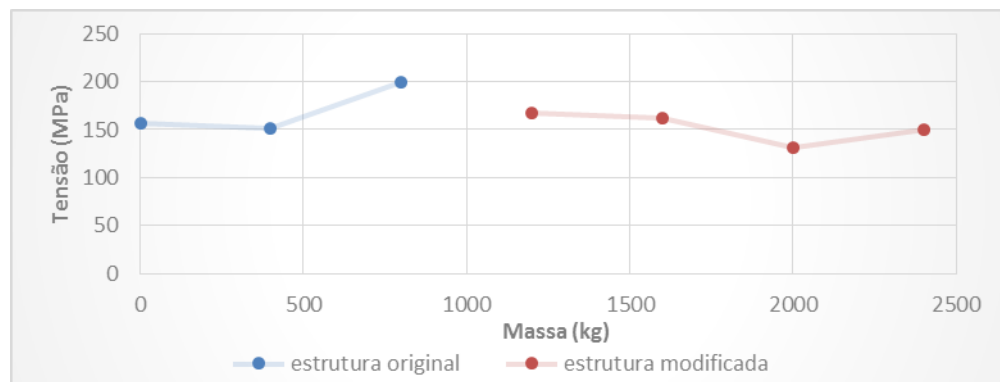


Figura 4.87 - Tensão no elemento mais esforçado para sismo aplicado segundo Y

#### 4.3.8.6 Massa Mais Desfavorável

Os resultados anteriores permitem chegar à conclusão de que para este sismo em particular, a massa mais desfavorável é nula, ou seja, qualquer incremento desta irá aliviar os esforços gerados devido ao sismo. Assim sendo, conclui-se que a frequência de vibração da estrutura não carregada faz parte do intervalo da gama de frequências principais deste sismo, daí o agravamento dos seus efeitos na estrutura. O carregamento máximo é o mais favorável, de um modo geral para todos os esforços, mas principalmente no que diz respeito aos esforços de tração/compressão, sendo também para este que se obtêm deslocamentos de topo mínimos.

#### 4.3.9 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS SISMOS

Nesta secção são comparados os valores máximos dos esforços e deslocamentos obtidos para os dois sismos. Foi feita a distinção em relação ao esforço axial de tração/compressão, sendo que para o corte e o momento fletor foi negligenciada a direção e apenas tomado em conta o seu valor.

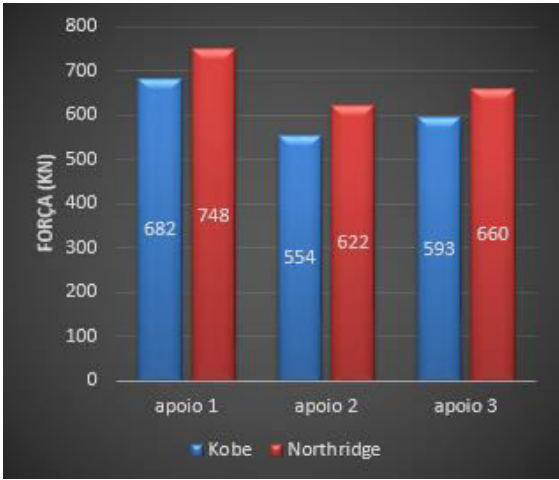
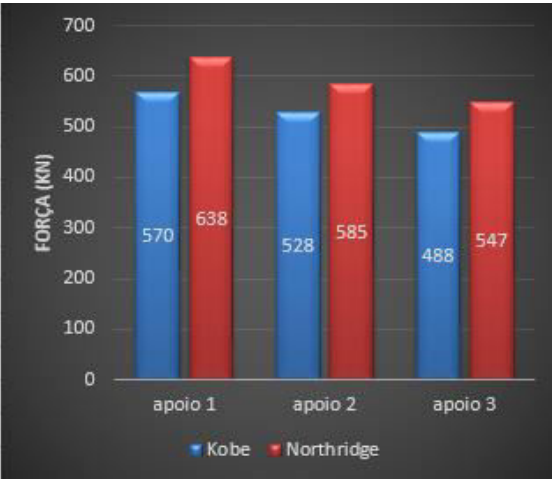


Figura 4.88 - Esforços máximos de tração e compressão, respetivamente à esquerda e à direita

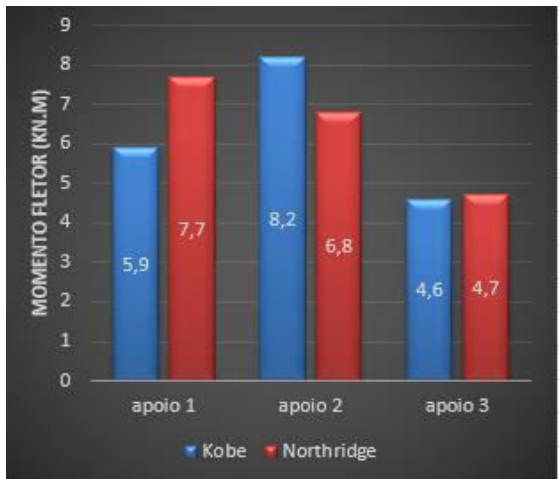
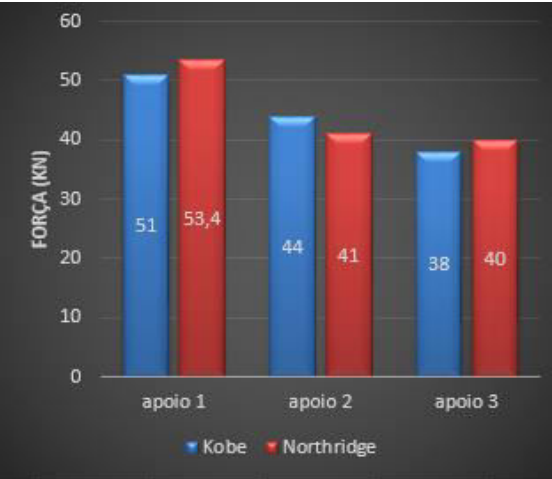


Figura 4.89 - Esforços máximos de corte e momentos fletores, respetivamente à esquerda e à direita

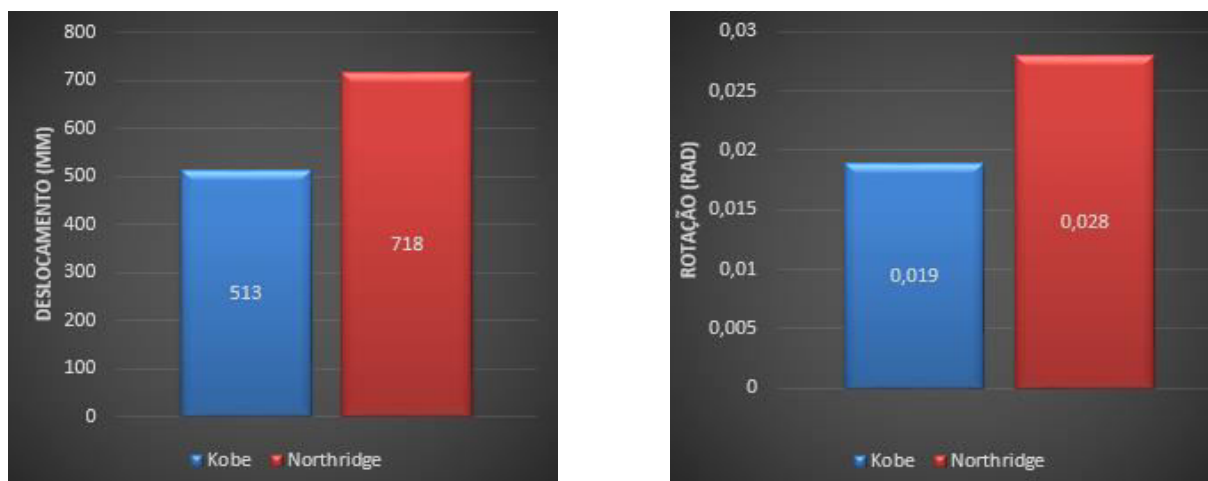


Figura 4.90 - Deslocamento e rotações máximos de topo, respetivamente à esquerda e à direita

Em relação aos esforços de tração/compressão, existem diferenças em alguns apoios da ordem dos 70 kN, sendo que o sismo de Northridge conduz aos maiores valores. No que diz respeito ao esforço de corte os esforços são similares para ambas as ações, sendo que o mesmo se pode dizer dos momentos fletores. As diferenças mais significativas ocorrem ao nível dos deslocamentos e rotações, sendo que o sismo de Northridge conduz a deslocamentos com acréscimos de cerca de 20 cm em relação aos provocados pelo sismo de Kobe, o que é uma diferença significativa. Não se pode concluir diretamente qual dos dois sismos é o mais gravoso para a estrutura, pois os esforços máximos foram comparados para as massas mais desfavoráveis de cada sismo e as mesmas são muito diferentes. Caso fosse conhecida a massa real a aplicar na estrutura, já seria possível dizer qual dos dois seria o mais condicionante, tendo em conta as curvas de evolução dos vários parâmetros que foram apresentados. Dos resultados obtidos pode-se essencialmente concluir que o sismo de Northridge conduz a esforços e deslocamentos mais gravosos do que o sismo de Kobe, para a massa mais desfavorável. Também se pode afirmar que a massa máxima seria a mais eficaz em termos de minimização de esforços e deslocamentos, pois para esta os esforços/deslocamentos são mínimos para os dois sismos, o que sugere que para valores de massa muito elevados a frequência de vibração da estrutura afasta-se cada vez mais da gama das frequências principais de ambos os sismos.

#### 4.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A ANÁLISE ESPETRAL E TEMPORAL

As duas análises não podem ser diretamente comparáveis por várias razões. Tem-se que na análise espectral, os esforços e deslocamentos obtidos são os máximos resultantes da combinação regulamentar do sismo aplicado nas duas direções. São estimativas quantitativas de parâmetros, não se pode afirmar qual a sua direção, ao contrário da análise temporal, em que os parâmetros calculados resultam da aplicação do sismo numa determinada direção e são conhecidos em grandeza e em direção. Para além disso, existe também a diferença nos métodos de cálculo utilizados em cada análise (ver cap.2). Apesar de todas estas diferenças, faz-se nesta secção uma breve comparação dos valores obtidos entre as duas análises, de modo a ter uma noção da diferença da ordem de grandeza dos resultados.

Para o efeito, ir-se-ão apenas considerar os esforços máximos obtidos, negligenciando a evolução destes ao longo do carregamento. De um modo muito geral, pode-se dizer que os esforços axiais nos apoios resultantes dos dois sismos estão dentro do intervalo dos 480 aos 750 kN. Da análise espectral, obteve-se (para um terreno tipo D) que esses mesmos esforços variam entre 500 a 550 kN. Existe assim uma

subestimação destes esforços quando se faz a análise pelo EC8. Os esforços de corte gerados pelos sismos estão no intervalo dos 40 aos 50 kN, sendo que através da análise espectral se obtiveram máximos da ordem dos 40 kN. Os momentos fletores obtidos são relativamente baixos para ambas as situações, e rondam o valor dos 8 kN.m para a análise temporal, sendo que atingiam um máximo de 6 kN.m para a análise espectral. Em termos de deslocamentos, a análise espectral fica numa situação intermédia entre os dois sismos, pois para a mesma foi obtido um deslocamento máximo de 60 cm, sendo que para os sismos de Kobe e Northridge se obtiveram deslocamentos de cerca de 50 e 70 cm respetivamente. No que diz respeito às tensões, estas apenas começavam a ser gravosas para massas superiores a 1400 quilos, sendo que a partir destas seria recomendada a mudança de secção proposta. Ora, esta mudança tem de ocorrer para carregamentos de 1200 quilos quando se faz a análise temporal, ficando mais uma vez expressa a subestimação devida à análise espectral.

De um modo geral, pode-se retirar algumas conclusões acerca desta análise comparativa entre os dois métodos. No que diz respeito ao esforço axial, seria prudente aplicar fatores majorativos apropriados aos máximos obtidos segundo a análise espectral, de modo a ter uma melhor correspondência com a realidade. Os esforços de corte obtidos segundo a análise espectral não diferem muito dos obtidos pela análise temporal, pelo que podiam ser uma estimativa razoável. Os momentos fletores são baixos para ambas as situações, não condicionando deste modo o dimensionamento. Em relação às tensões, seria prudente fazer a mudança de secção proposta para valores de massa superiores a 1000 quilos, garantindo assim deste modo que a estrutura irá sempre estar dentro do regime elástico-linear. Os deslocamentos obtidos pela análise espectral também podem constituir uma boa estimativa da realidade. Visto que a estrutura estará sempre em regime elástico, os deslocamentos máximos e rotações não terão grande importância, visto que ocorrerão apenas durante breves instantes de tempo, mas verifica-se que estes cumprem os limites estabelecidos pela TIA 222 e pela *Telebras*, para ambas as análises (com exceção apenas da rotação máxima segundo a análise espectral para antenas UHF, e isso apenas ocorre para massas de 2400 quilos, o que corresponde a uma carga muito elevada e pouco provável).



# 5

## RESULTADOS DA ANÁLISE SÍSMICA PARA A TORRE QUADRADA

Neste capítulo apresentam-se diversos resultados associados à análise dinâmica da torre quadrada, que inclui análise modal, sísmica espectral e temporal para os dois sismos já referidos.

### 5.1 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

A análise foi efetuada com um número de modos tal que os somatórios das massas modais efetivas (MME) fosse no mínimo de 90% para ambas as direções. As figuras seguintes ilustram a distribuição das MME.

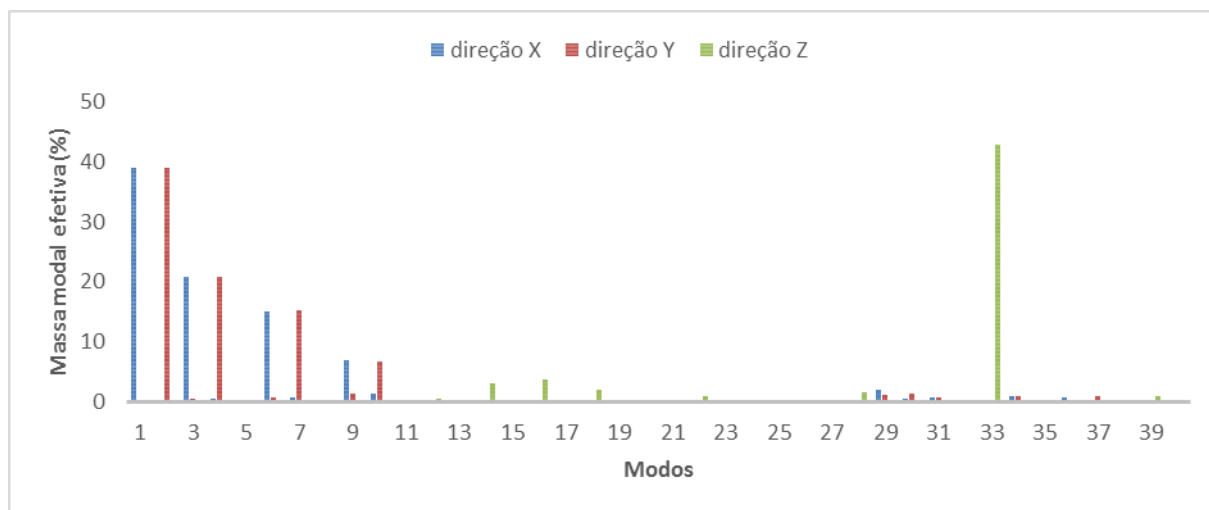


Figura 5.1 - Massa modal efetiva mobilizada em cada modo

Como seria de esperar, a maior percentagem da MME é mobilizada nos primeiros dez modos de vibração, sendo portanto estes que irão controlar praticamente o comportamento da estrutura. Tem-se que os modos 1, 3, 6 e 9 são exclusivos à direção X e os modos 2, 4, 7 e 10 apenas mobilizam MME segundo a direção Y. Os modos 5 e 8 são, como se verá adiante, modos de torção, pelo que não mobilizam MME

em nenhuma direção. Em relação à direção vertical, verifica-se que o principal modo pertencente a essa direção é o modo 33 (mobiliza aproximadamente 43% de MME e possui uma frequência de 25.7 HZ).

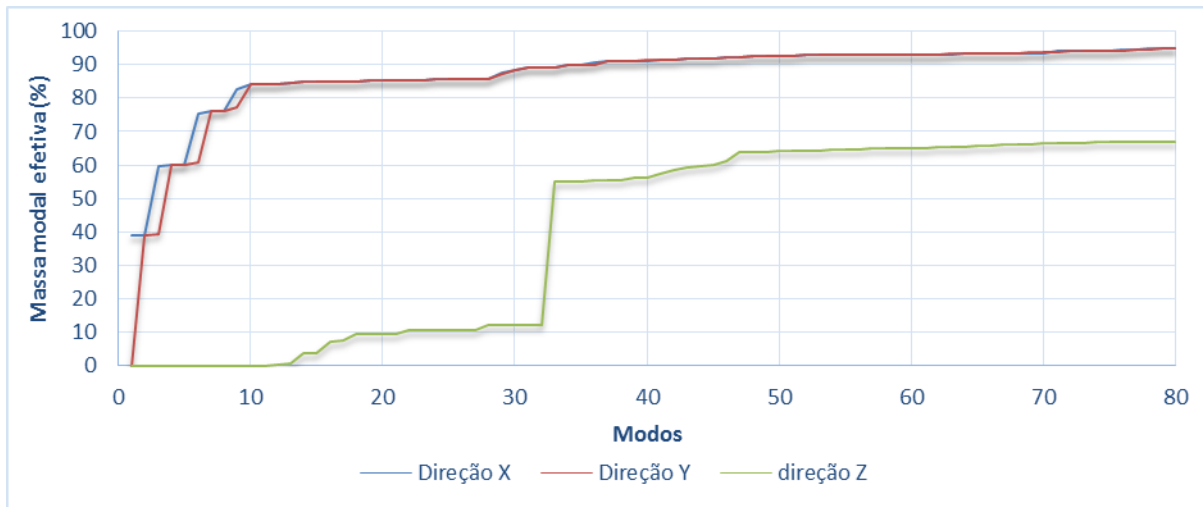


Figura 5.2 - Curvas do acumulado das massas modais efetivas mobilizadas em cada modo para as três direções

Através da análise da fig.5.2 verifica-se que as MME mobilizadas para as duas direções crescem muito rapidamente com os primeiros dez modos de vibração, atingindo para estes cerca de 85%. Posteriormente passam a crescer muito mais lentamente, e verifica-se que apenas a partir do modo de ordem 35 é que o somatório das MME totaliza a percentagem de 90%. A mesma tendência de crescimento apresentam também as frequências de vibração dos modos, como se pode observar da fig.5.3. Note-se o maior crescimento das primeiras frequências em relação às restantes. Assim, as frequências vão desde 1.2 até 16 Hz para os primeiros 11 modos e atingem aproximadamente 28 Hz para o modo 35.

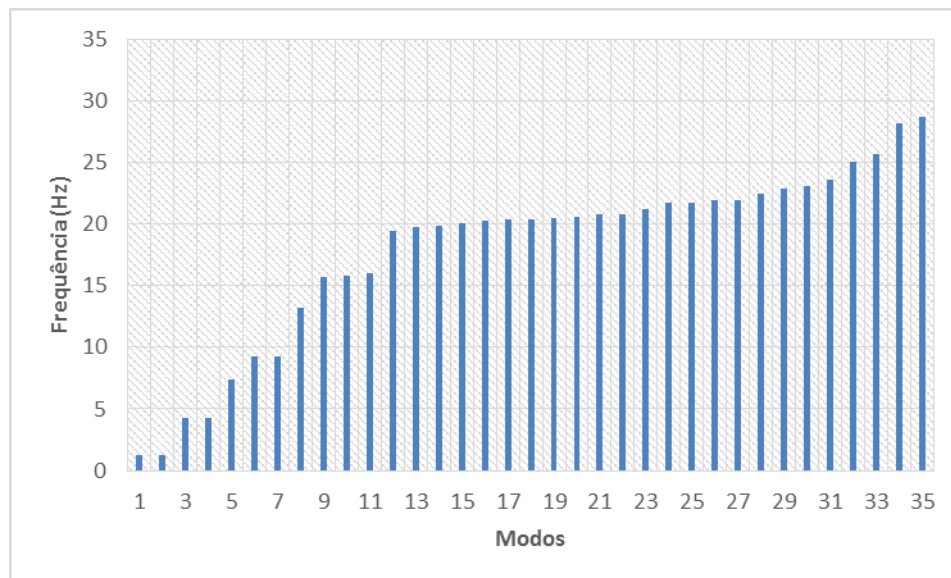


Figura 5.3 - Frequências dos modos de vibração

De seguida faz-se uma descrição mais pormenorizada dos primeiros nove modos.

O modo 1 é de flexão pura e mobiliza 39% da MME, apenas para a direção X e apresenta uma frequência de 1,22 Hz.

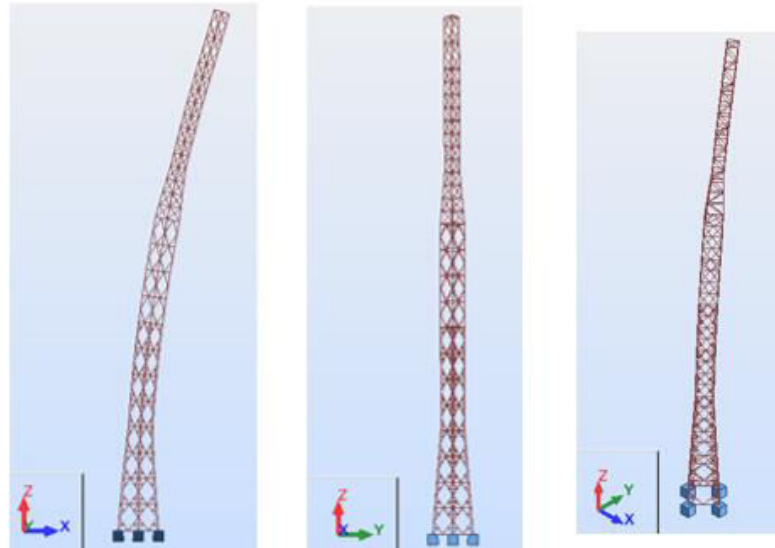


Figura 5.4 - Modo 1 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

Visto que a estrutura apresenta duplo eixo de simetria, o modo 2 é igual ao modo 1 em termos de deformada, frequência de vibração e MME (com a diferença que esta última é apenas mobilizada para a direção Y).

O modo 3 é também de flexão global mas apresenta uma configuração que requer maior energia de deformação, aumentando assim a sua frequência de vibração, sendo esta de 4.3 Hz. Este modo mobiliza 20,8 % da MME para a direção X.



Figura 5.5 - Modo 3 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

O modo 4 é o correspondente ao modo 3 mas para a direção Y, sendo portanto igual em tudo o resto.

O modo 5 é de torção pura, sendo portanto nula a MME mobilizada neste modo para ambas as direções X e Y.

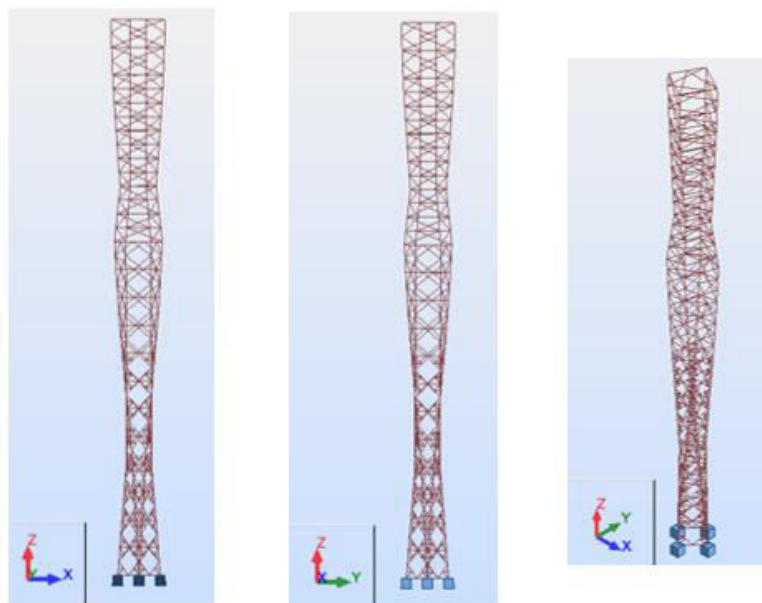


Figura 5.6 - Modo 5 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

Os modos 6 e 7 são de flexão global e são iguais, mas pertencendo a direções diferentes, respetivamente a X e Y. Apresentam uma frequência de vibração de 9.2 Hz e mobilizam 15% da MME (cada um para a direção correspondente).

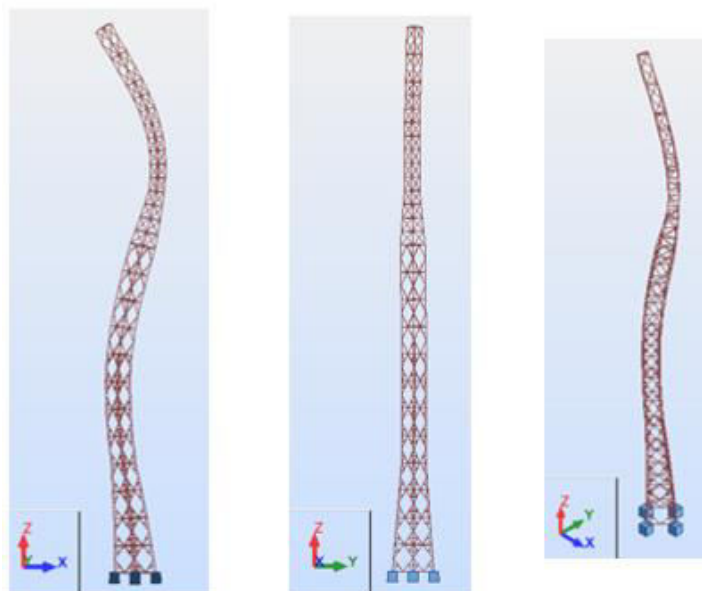


Figura 5.7 - Modo 6 (vistas segundo X, segundo Y e em perspectiva)

O modo 8 é, tal como o modo 5, um modo de torção, no entanto tem uma configuração que requer mais energia de deformação, daí o aumento da sua frequência de vibração para 13.2 Hz

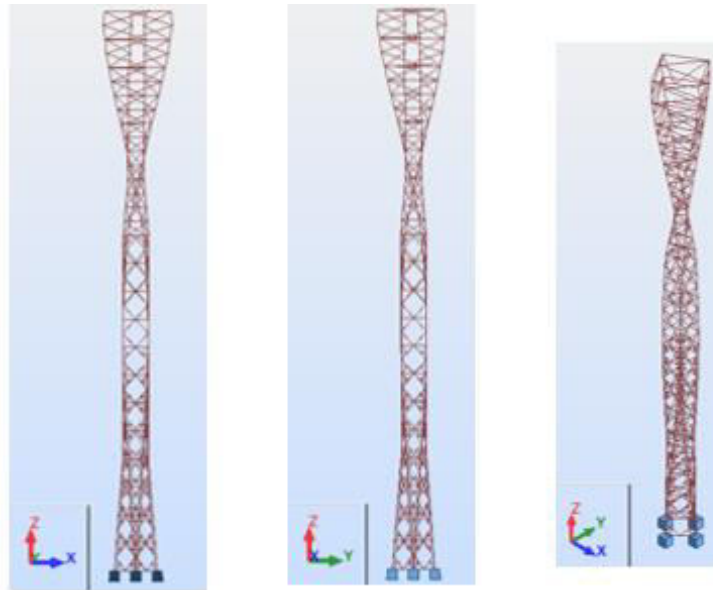


Figura 5.8 - Modo 8 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva)

Os modos 9 e 10 são de flexão global mas apresentam algumas deformações a nível pontual. Mobilizam MME para as duas direções (embora numa seja preponderante) o que significa que para estes modos as direções X e Y definidas já não são as direções principais de vibração. Assim, o modo 9 mobiliza 6.8 % da MME para a direção X e 1.3 % para a direção Y, e tem uma frequência de vibração de 15.7 Hz. O modo 10 é igual em termos de frequência e MME mobilizada (a única diferença reside na mudança das direções).

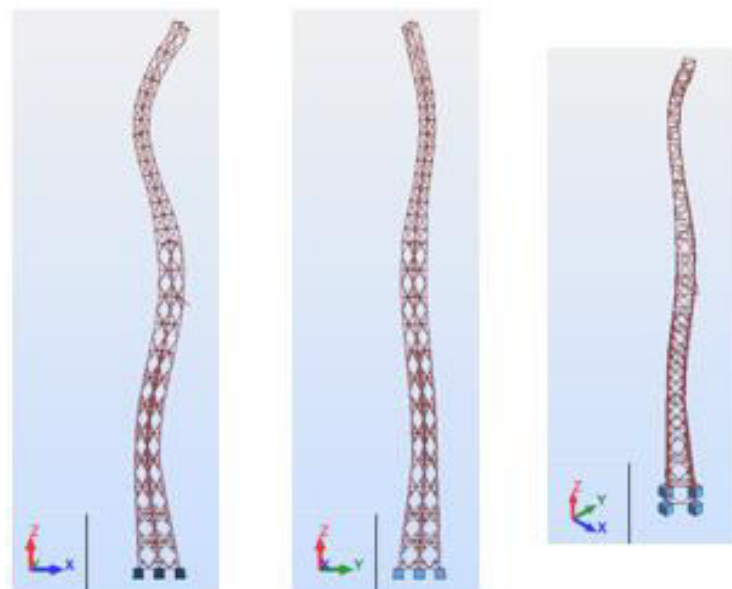


Figura 5.9 - Modo 9 (vistas segundo X, segundo Y e em perspetiva)

Ir-se-á de seguida proceder à descrição da evolução dos modos de vibração consoante a massa aplicada no topo.

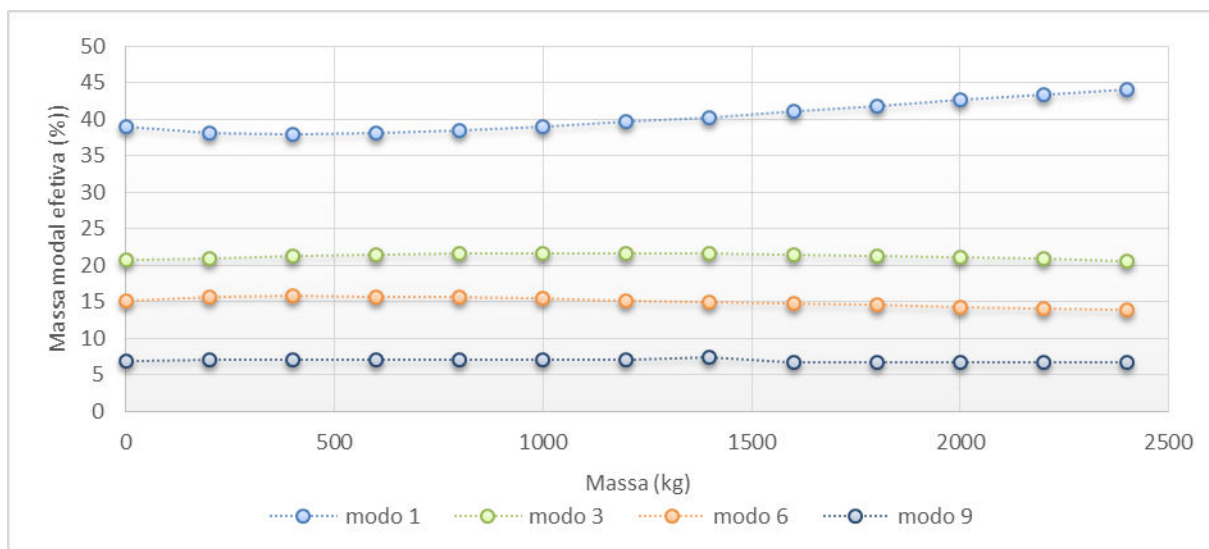


Figura 5.10 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção X

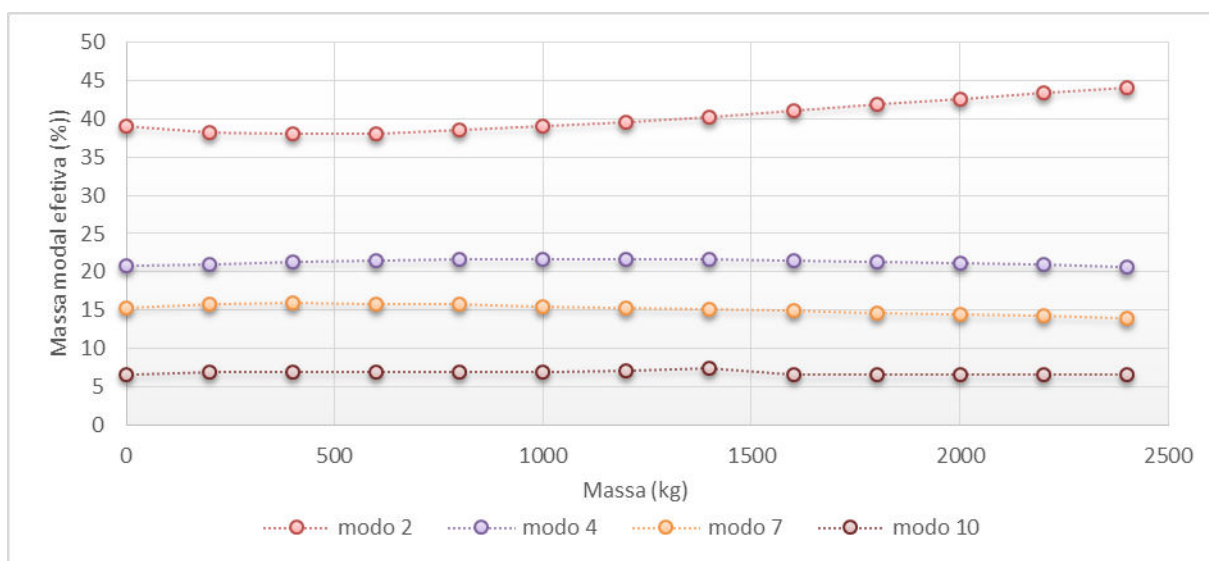


Figura 5.11 - Evolução da MME para cada um dos modos que afetam a direção Y

Como se pode verificar, os modos 1 e 2, 3 e 4, 6 e 7, 9 e 10 mantêm-se coincidentes (em termos de MME mobilizada e consequentemente deformada e frequência de vibração) para as duas direções (facto que seria de esperar tendo em conta a simetria da estrutura). As MME mobilizadas para cada incremento de massa mantêm-se praticamente constantes, sofrendo apenas ligeiras variações, principalmente nos modos 9 e 10, sendo essas variações nestes últimos mais significativas, mas no entanto, como são modos de ordem mais elevada, essas variações não irão ser relevantes para o comportamento da estrutura.

As frequências dos modos sofrem também decréscimos à medida que se incrementam as massas, facto que seria de esperar, pois quanto maior for a massa da estrutura menor será a sua frequência de vibração.

Estes decréscimos são mais acentuados para massas até 1000 quilos, sendo que a partir daí começam a ser cada vez menos pronunciados. As maiores variações de frequência (em termos percentuais) ocorrem para os modos 1 e 2, sendo que diminui cerca de 46%, passando de 1.2 Hz (para massa nula) para 0.66 Hz (para a massa de 2400 quilos). Segue-se o modo 5 com uma diminuição de cerca de 38 %, os modos 3, 4 e 8 com diminuições de aproximadamente 25 %, os modos 6 e 7 com diminuições de cerca de 12 % e finalmente os modos 9 e 10 com uma variação muito pouco significativa de apenas 1%.

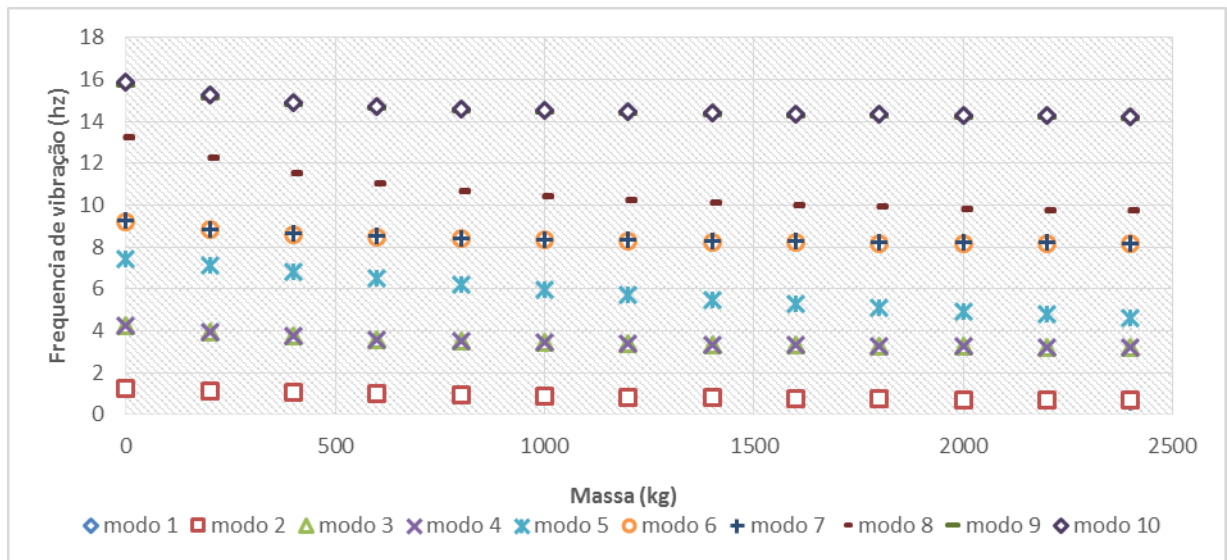


Figura 5.12 - Evolução das frequências consoante a massa aplicada no topo

## 5.2 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL

São de seguida apresentados os resultados da análise sísmica espectral. A fig.5.13 mostra a nomenclatura e disposição dos quatro apoios da torre.

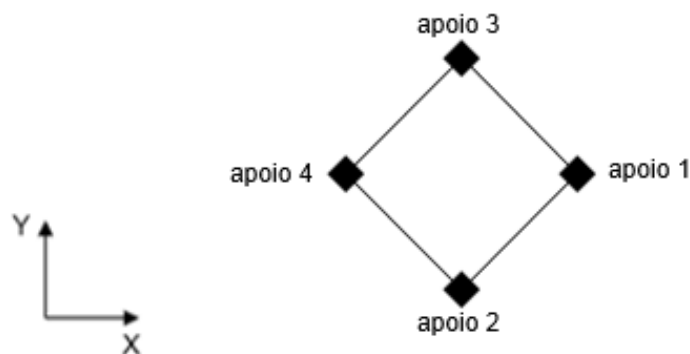


Figura 5.13 - Apoios da estrutura (vista em planta)



Tendo em conta que a estrutura é duplamente simétrica, os esforços irão ser iguais, quer se aplique a ação segundo X ou segundo Y, variando apenas as distribuições dos mesmos pelos diferentes apoios. Assim, de modo a explicar os esforços obtidos, ir-se-á de seguida mostrar os resultados obtidos para os diferentes modos de vibração (num terreno tipo D) e para o sismo aplicado na direção X. Posteriormente apresentar-se-á os resultados tendo em conta o previsto pelo regulamento (consideração de acréscimos de 30% dos efeitos devidos à aplicação do sismo na direção ortogonal).

### 5.2.1 ESFORÇO AXIAL

Dos primeiros quatro modos de vibração, os modos 1 e 3 são os que têm contribuições segundo X. Os esforços decorrentes da aplicação do sismo segundo X são iguais e simétricos para os apoios 1 e 4, e praticamente nulos para os apoios 2 e 3, para ambos os modos. Tendo em conta estas considerações, e de modo a obter uma melhor perceção visual da evolução das curvas, ir-se-á mostrar apenas as curvas para o apoio 1.

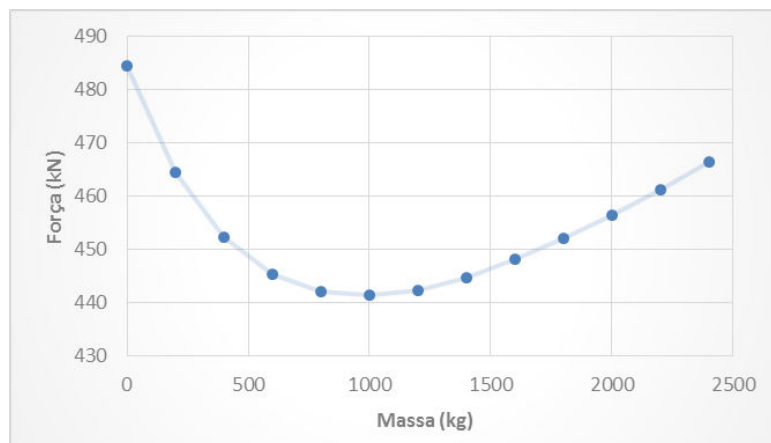


Figura 5.14 - Evolução do esforço axial segundo o modo 1 (apoio 1)

Note-se que a curva começa a decrescer desde 485 kN até atingir 440 kN, para cerca de 1000 quilos de massa, momento a partir do qual volta a crescer até atingir cerca de 470 kN.

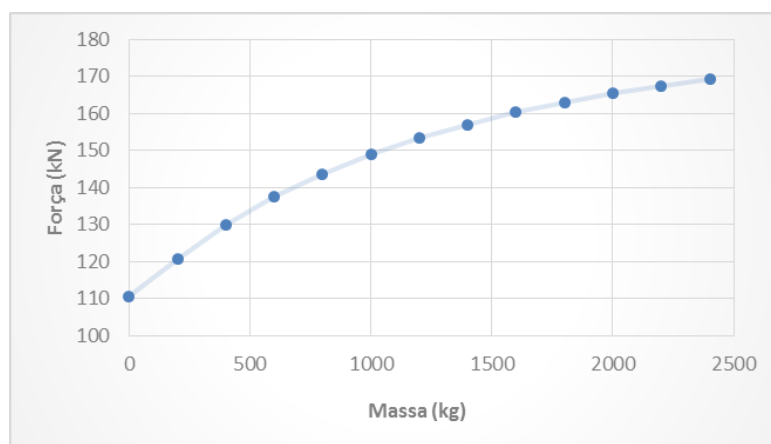


Figura 5.15 - Evolução do esforço axial segundo o modo 3 (apoio 1)



Segundo o modo 3, as forças são sempre crescentes, embora segundo uma taxa que vai diminuindo com o carregamento. O modo que vai condicionar principalmente a curva final será o modo 1, visto que as forças mobilizadas segundo o mesmo são maiores. No caso do esforço axial, quando se aplica o sismo segundo X, só se irão gerar esforços axiais nos apoios 1 e 4, e o mesmo se pode dizer para os apoios 2 e 3 no caso da aplicação do sismo segundo Y. Assim sendo, a combinação regulamentar não traz aqui acréscimos de esforços. A fig.5.16 refere-se aos resultados da combinação quadrática dos modos 1 e 3.

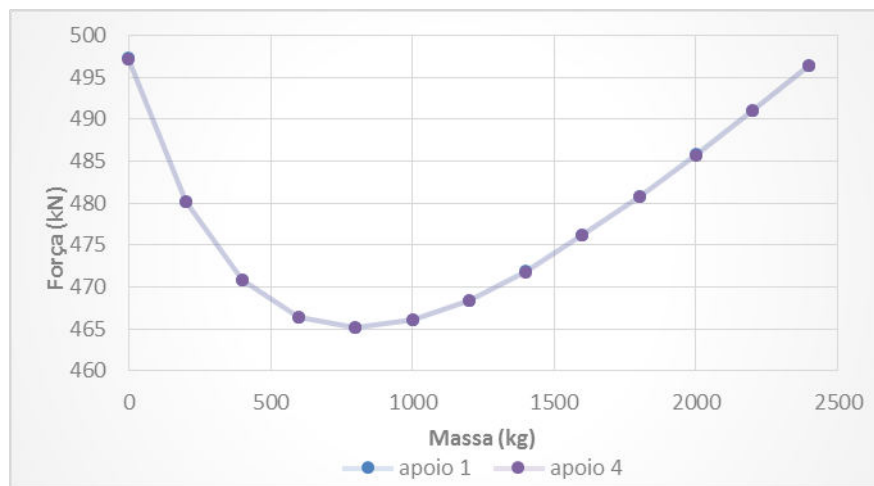


Figura 5.16 - Evolução do esforço axial

Ao realizar o mesmo procedimento para uma ação sísmica segundo Y, e adicionando também a parcela estática, obtêm-se os esforços finais do esforço axial, representados na fig. 5.17.

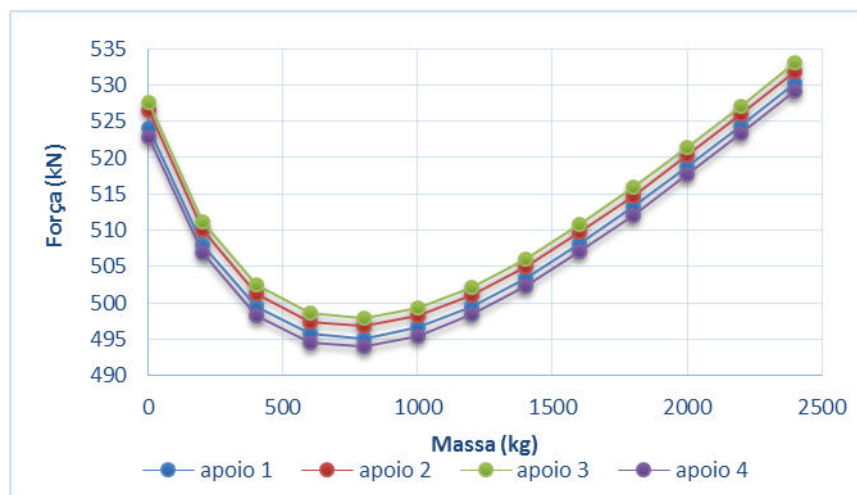


Figura 5.17 - Evolução do esforço axial, terreno tipo D

Tem-se portanto esforços iniciais da ordem dos 525 kN que decrescem até ao patamar dos 490 kN, para uma massa de 800 quilos, passando a partir deste valor a crescer até aos 530 kN para a massa máxima. Note-se que os esforços só devidos à ação sísmica para a carga máxima eram ligeiramente inferiores aos

iniciais, sendo que na curva final os passa-se o contrário, pois esta tem em conta os acréscimos devidos às cargas permanentes, que aumentam à medida que a massa no topo também aumenta.

Caso a estrutura fosse perfeitamente simétrica, os esforços finais deveriam ser exatamente coincidentes. As ligeiras discrepâncias obtidas podem ser explicadas através de elementos de contraventamento horizontais que existem em algumas travessas da estrutura e que causam uma pequena assimetria, e eventualmente outros fatores como por exemplo o carregamento excêntrico das escadas. Para qualquer outro tipo de terreno, os esforços seguem uma configuração idêntica mas apresentam valores menores, diferenças da ordem dos 90 kN.

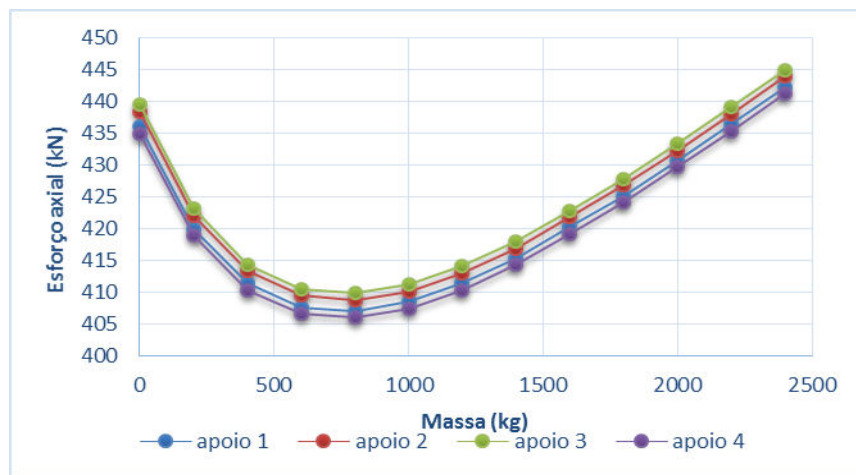


Figura 5.18 - Evolução do esforço axial, terreno tipo A, B ou C

### 5.2.2 ESFORÇO DE CORTE

Os esforços de corte são condicionados essencialmente pelos modos 1 e 3, quando o sismo é aplicado segundo a direção X, e pelos modos 2 e 4, quando o sismo é aplicado segundo a direção Y. Quando o sismo é aplicado numa direção, os esforços de corte segundo a direção ortogonal são praticamente nulos, e portanto não serão apresentados. São a seguir apresentadas as evoluções dos esforços de corte originados por uma ação sísmica que ocorra segundo X (para terreno tipo D).

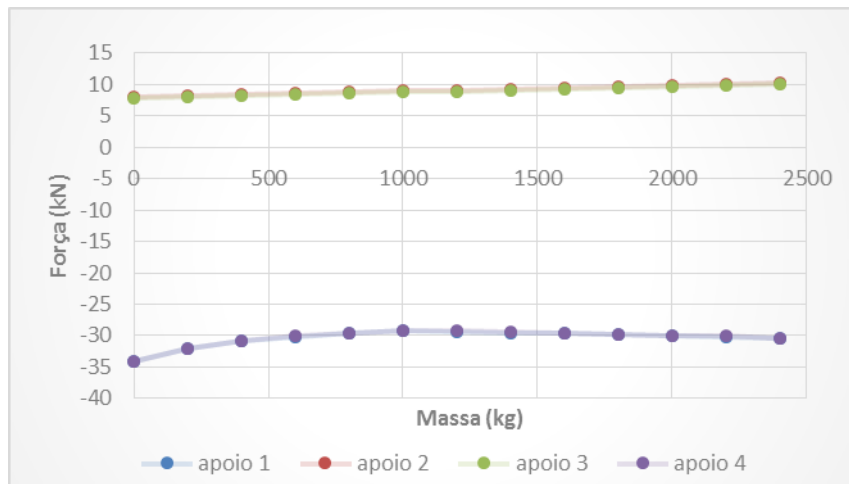


Figura 5.19 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 1)

Os esforços são portanto coincidentes para os apoios 2 e 3 e para os apoios 1 e 4, devido à simetria da estrutura. Para entender melhor os esforços resultantes atente-se na fig. 5.20.

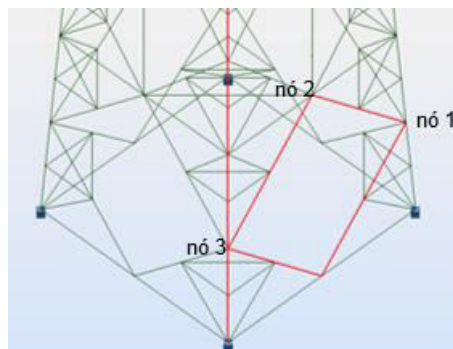


Figura 5.20 - Pormenor da base da torre

Atente-se no contraventamento em forma de losango na figura. Para um deslocamento uniforme do topo da estrutura segundo X, o nó 1 irá deslocar-se para a direita, o que faz com que o nó 2 se desloque para baixo e consequentemente o nó 3 se desloque para a esquerda, daí que as reações nos apoios 2 e 3 sejam positivas (sentido igual ao do movimento) e as reações nos apoios 1 e 4 sejam negativas (sentido contrário ao do movimento). Assim, verifica-se que a curva das reações nos apoios 2 e 3 aumenta segundo uma taxa muito baixa com os incrementos de carga, variando entre 7 a 10 kN, e para os apoios 1 e 4 experimenta um decréscimo que vai desde os 35 aos 30 kN no intervalo de massa entre os 0 os 800 quilos, mantendo-se a partir daí praticamente constante.

Os esforços de corte devidos ao modo 3 crescem para os apoios 1 e 4, variando entre aproximadamente 12 a 16 kN, e mantêm-se aproximadamente constantes para os apoios 2 e 3. Neste caso todos os esforços têm o mesmo sentido, pois para o modo 3 os deslocamentos dos nós sobrejacentes aos apoios dão-se no mesmo sentido. As ligeiras discrepâncias obtidas para os esforços nos apoios 2 e 3 podem ser explicadas através de elementos de contraventamento horizontais que existem em algumas travessas da estrutura e que causam uma pequena assimetria.

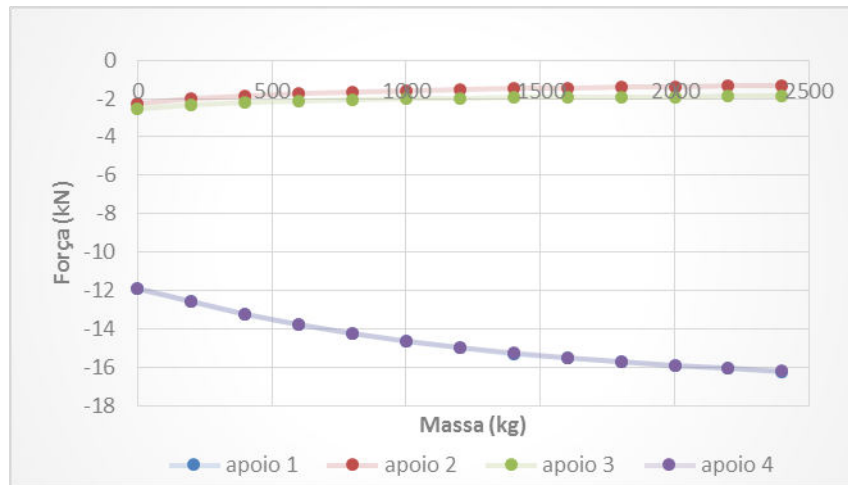


Figura 5.21 - Evolução do esforço de corte segundo X (modo 3)

Fazendo a combinação quadrática e a combinação regulamentar (combinação de esforços resultantes da aplicação do sismo segundo X e 30 % segundo Y, e vice-versa) e escolhendo os máximos esforços resultantes dessas duas combinações, obtém-se a curva do esforço de corte para os apoios, devido unicamente à ação sísmica. As curvas obtidas para todos os apoios foram praticamente coincidentes, a menos de diferenças muito pouco significativas, pelo que por uma questão de melhor percepção visual se irá apresentar apenas uma curva relativa a um dos apoios.

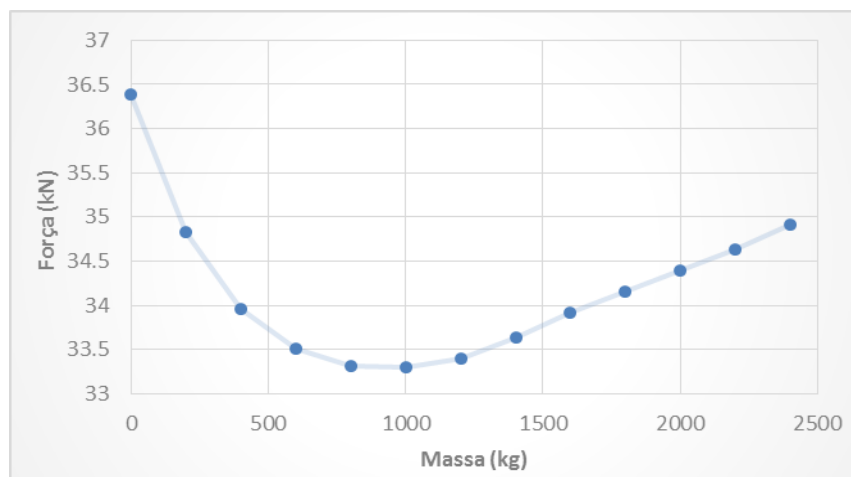


Figura 5.22 - Evolução do esforço de corte nos apoios

Sendo o primeiro modo o que mais condiciona os esforços, fica assim explicada a parte decrescente da curva até cerca de 800 quilos. A partir desta massa a curva passa a crescer, pois embora as forças segundo o primeiro modo se mantenham constantes, as devidas ao terceiro modo (menos condicionante) aumentam gradualmente, fazendo com que a parte final da curva passe a crescer também. A curva final

apresentada de seguida resultou da combinação quadrática completa dos 80 modos de vibração, e representa o total devido à ação sísmica mais as restantes cargas permanentes. A fig.5.22 permite concluir que essa curva será parabólica, com valores dentro do intervalo dos 30 aos 40 kN.

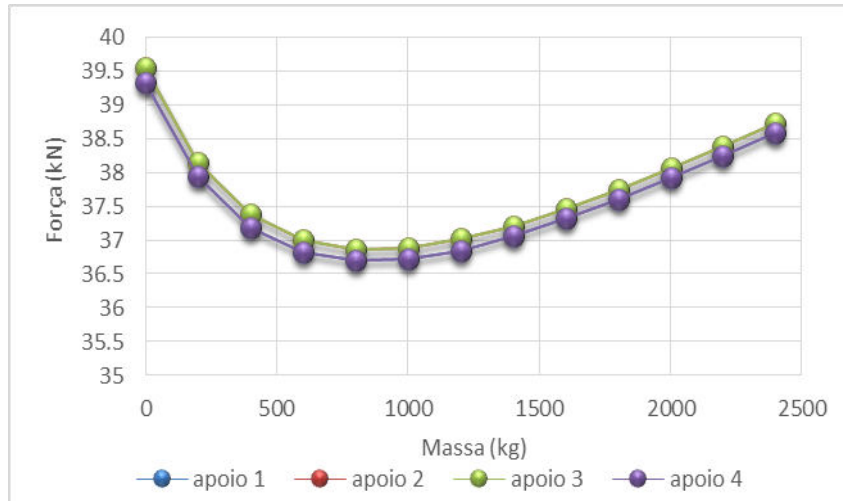


Figura 5.23 - Curvas finais do esforço de corte máximo (terreno tipo D)

Assim sendo, os esforços de corte variam entre 37 a 40 kN. Se a estrutura fosse perfeitamente simétrica, os esforços para todos os apoios deveriam coincidir, mas como já foi referido existem elementos de contraventamento horizontais que fazem com que aconteça esta ligeira discrepância. Para qualquer outro tipo de terreno, os esforços seguem uma evolução semelhante mas apresentam valores mais baixos, sofrendo um decréscimo de cerca de 5 kN para cada apoio.

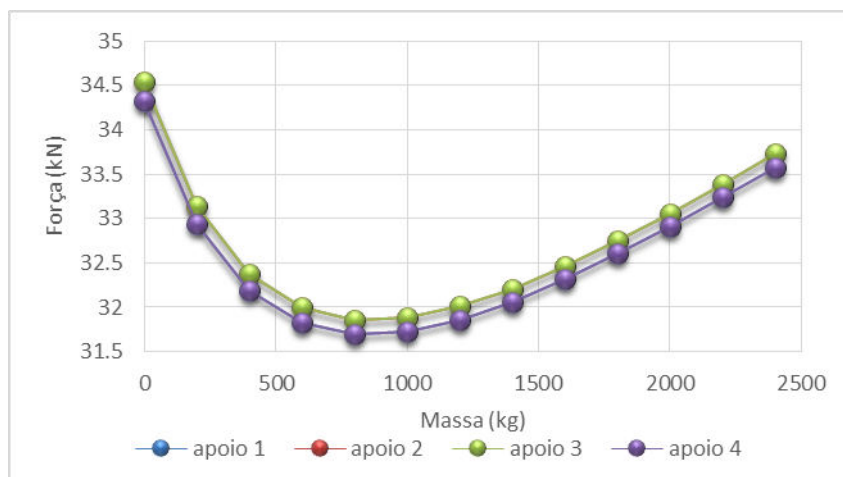


Figura 5.24 - Curvas finais do esforço de corte máximo segundo para ambas as direções X e Y (terreno tipo A, B ou C)

### 5.2.3 MOMENTOS FLETORES

Os momentos fletores nos apoios são bastante baixos, não sendo portanto condicionantes para o dimensionamento. São no entanto apresentadas de seguida as curvas dos mesmos para um terreno tipo D.

Como se pode observar, os momentos são crescentes com o carregamento, mantendo-se no intervalo de 1.5 a 2 kN.m, valores muito pouco significativos em relação aos esforços de outra natureza.

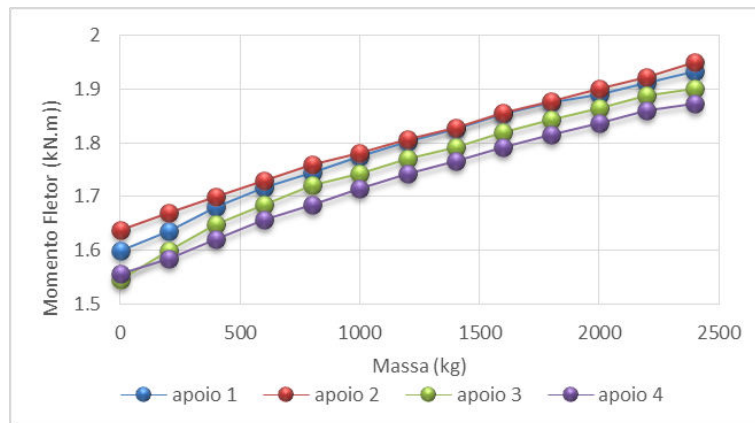


Figura 5.25 - Curvas dos momentos fletores, terreno tipo D

### 5.2.4 ESTADO DE TENSÃO

Apresenta-se de seguida as curvas que descrevem a evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado (tensão total devida a todas as cargas permanentes e à ação sísmica). O elemento mais esforçado não é sempre o mesmo, variando consoante a massa aplicada.

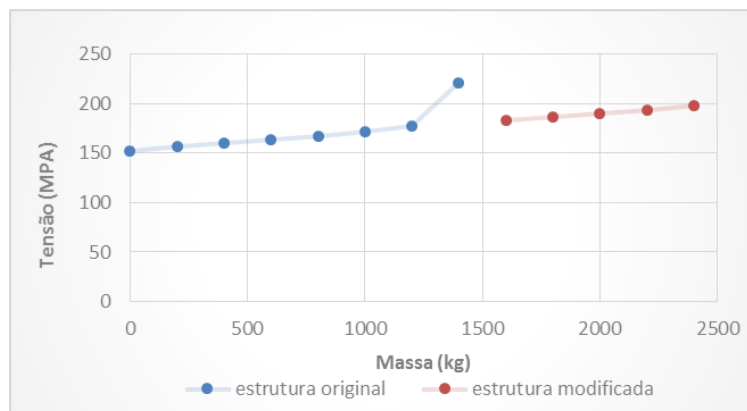


Figura 5.26 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo D

A tensão segue aproximadamente uma lei linear até aos 1200 quilos de massa. As mesmas crescem de um modo lento até massas da ordem dos 1200 quilos. A partir deste valor começam a crescer com um gradiente muito mais elevado, atingindo 230 MPa para 2400 quilos e para massas superiores superam o valor da tensão de cedência. Sendo esta a tensão instalada apenas no elemento mais esforçado, nenhum

outro elemento entrou ainda em patamar de cedência. No entanto, para carregamentos maiores, cada vez mais elementos irão começar a entrar nesse patamar e conduzindo deste modo a deformações residuais. De modo a manter uma análise em regime elástico, foi proposta pelo autor uma nova solução estrutural para massas superiores a 1400 quilos. As secções que constituem os elementos da última travessa são inicialmente compostas por cantoneiras CAEP 45\*5. Mudando essas mesmas para pelo tipo CAEP 60\*5, consegue-se obter uma nova distribuição do estado de tensão, que permite trabalhar sempre em regime elástico. Procedendo a esta alteração, as tensões no elemento mais esforçado passam a seguir uma lei aproximadamente linear até 2400 quilos de massa, atingindo para estes o valor de 200 MPa. Visto que este é bastante inferior ao limite de cedência, pode-se assim concluir que a estrutura nunca irá sofrer deformações residuais para qualquer massa situada no intervalo dos 0 aos 2400 quilos. Para um qualquer outro tipo de terreno que não D, a evolução das tensões dá-se de uma forma semelhante, mas com valores mais baixos.

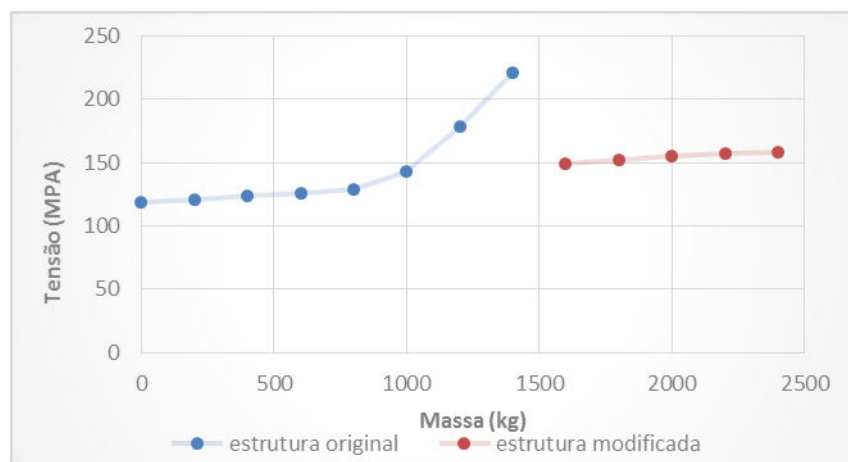


Figura 5.27 - Curvas da evolução do estado de tensão para o elemento mais esforçado, terreno tipo A, B ou C

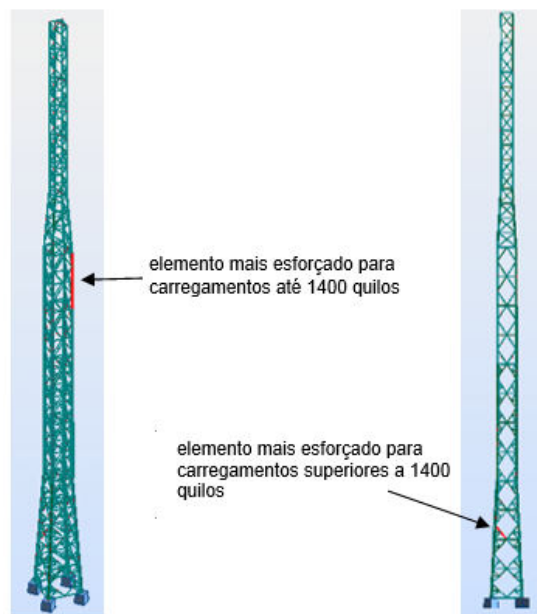


Figura 5.28 - Elementos mais esforçados durante o carregamento

### 5.2.5 DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES

Os modos 1 e 2 são os mais condicionantes para os deslocamentos dos nós da estrutura, respetivamente para os deslocamentos segundo X e segundo Y. Assim sendo, será analisada a evolução do deslocamento do topo para um terreno tipo D (média dos deslocamentos dos 4 nós da travessa), para o primeiro modo de vibração (visto que o segundo conduz a resultados iguais devido à simetria da estrutura). Será também apresentada a evolução das rotações máximas do topo.

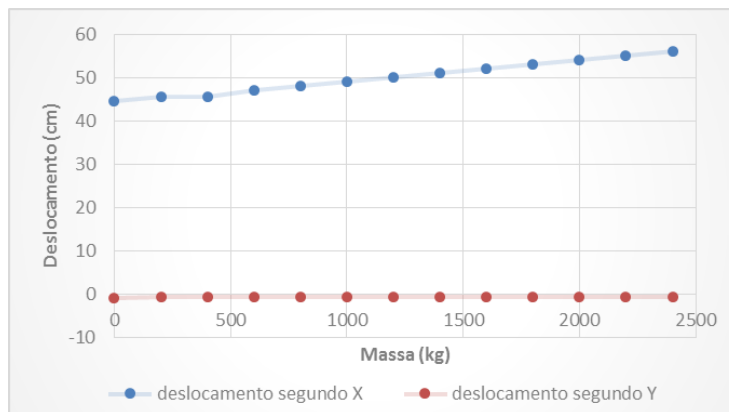


Figura 5.29 - Evolução dos deslocamentos de topo para ação sísmica segundo a direção X (modo 1)

Sendo que o modo é mobilizado apenas para a direção X ao longo de todo o carregamento, tem-se que os deslocamentos são nulos segundo a direção Y quando a ação sísmica se aplica segundo a direção X. Assim, os deslocamentos segundo X seguem uma lei praticamente linear e vão crescendo desde 45 cm, para massa nula, até 56 cm, para a massa máxima. A curva final dos deslocamentos resulta da combinação quadrática completa dos 80 modos de vibração tendo em conta as duas combinações regulamentares já referidas. Será portanto uma curva com uma configuração idêntica à da fig.5.29, visto que os dois primeiros modos são os mais condicionantes, no entanto com deslocamentos ligeiramente maiores, pois vai ter contribuições das duas direções.

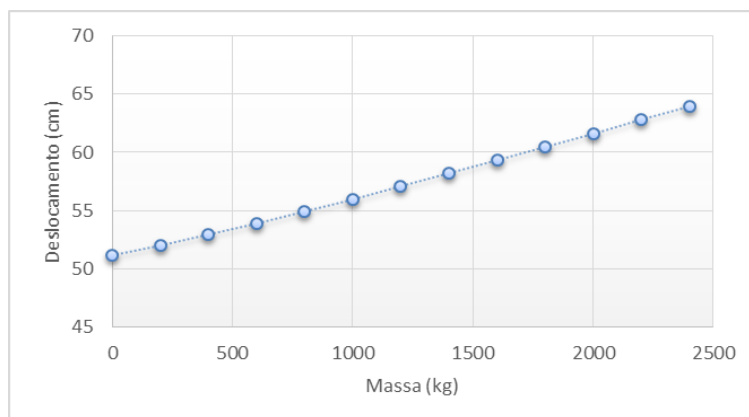


Figura 5.30 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo para terreno tipo D



Verifica-se assim que os deslocamentos máximos de topo variam entre 50 a 65 cm. Para qualquer outro tipo de terreno, a curva dos deslocamentos segue a mesma configuração mas apresenta valores mais baixos, variando entre 45 a 55 cm.

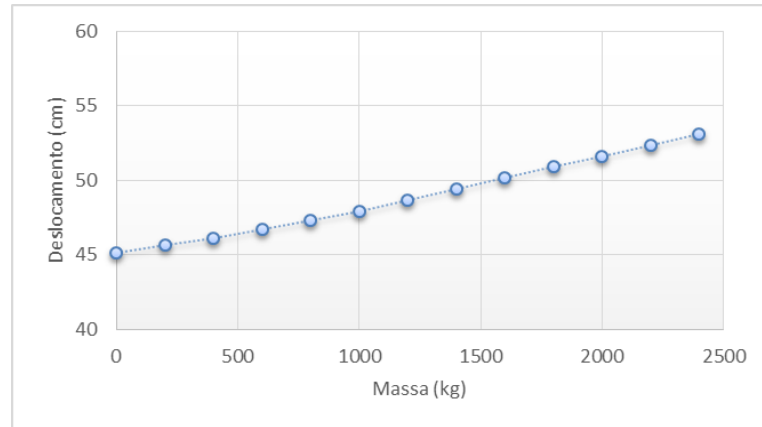


Figura 5.31 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo, terreno tipo A, B ou C

A curva das rotações também segue uma variação aproximadamente linear, variando as mesmas entre 0,019 a 0,028 rad, para um terreno tipo D.

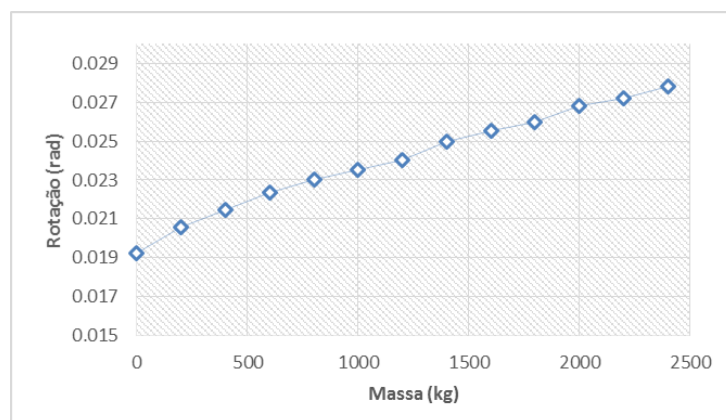


Figura 5.32 - Evolução das rotações máximas de topo, terreno tipo D

#### 5.2.6 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS

De acordo com a TIA 222, o deslocamento máximo admissível para esta estrutura em particular é de 75 cm, valor este que é superior ao máximo obtido. As rotações máximas são de 0.07 e 0.03 radianos, respetivamente para antenas VHF e UHF. Como se pode verificar, as rotações obtidas são também inferiores aos valores máximos, pelo que o sismo não irá condicionar o correto desempenho dos equipamentos.

### 5.2.7 JUSTIFICAÇÃO DE RESULTADOS

Atente-se na forma do espectro de cálculo que foi utilizado na análise. A fig.5.33 mostra o espectro para um terreno tipo D, sendo que para qualquer outro tipo de terreno só muda o facto de o ramo de aceleração parabólica começar para um período de 0.6 s, mantendo-se iguais todos os restantes parâmetros.

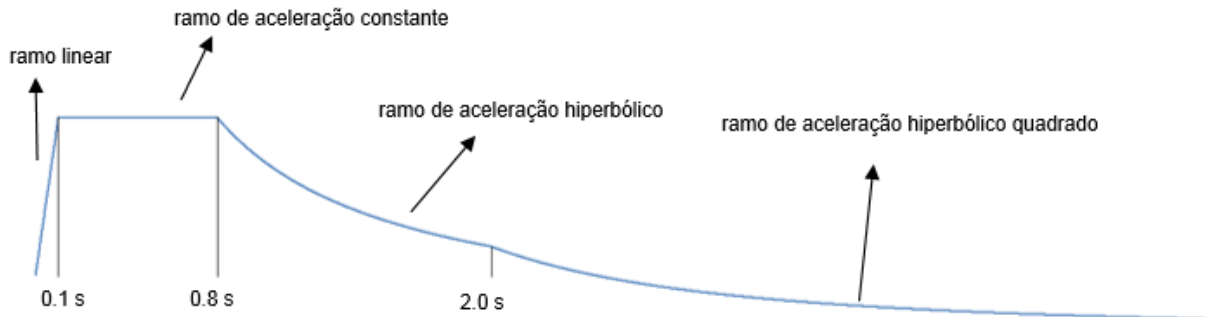


Figura 5.33 - Espectro de cálculo, terreno tipo D

Como foi visto, os 4 primeiros modos são os mais condicionantes para os esforços da estrutura. Atente-se na gama de períodos desses respectivos modos ao longo do carregamento.

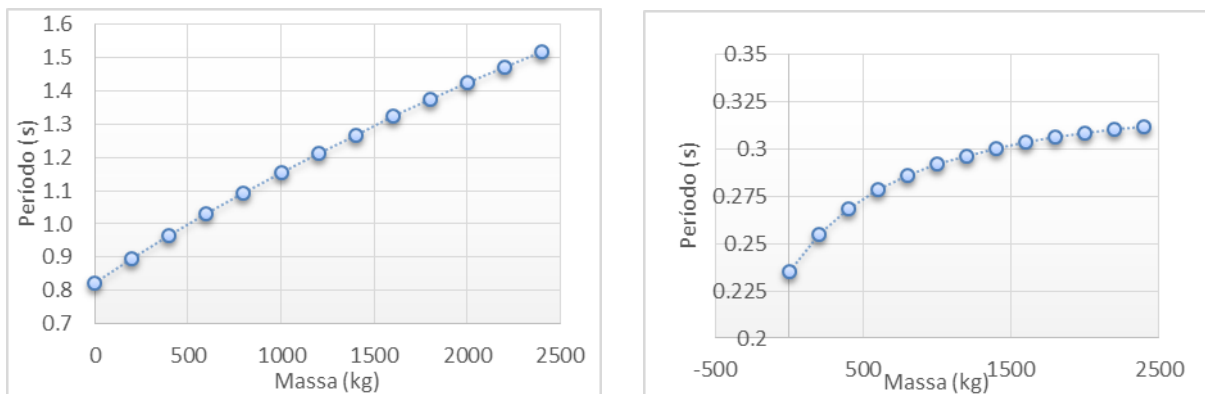


Figura 5.34 - Evolução dos períodos dos modos 1 e 2 (coincidentes) e dos modos 3 e 4 (coincidentes), respetivamente à esquerda e à direita

Os primeiros dois modos têm períodos que variam entre 0.8 a 1.5 segundos, ou seja, encontram-se sempre no ramo de aceleração hiperbólico. Os modos 3 e 4 têm períodos que variam entre 0.23 a 0.33 segundos, ou seja, encontram-se sempre no ramo de aceleração constante.

Agora atente-se na evolução das massas modais efetivas dos primeiros 4 modos.

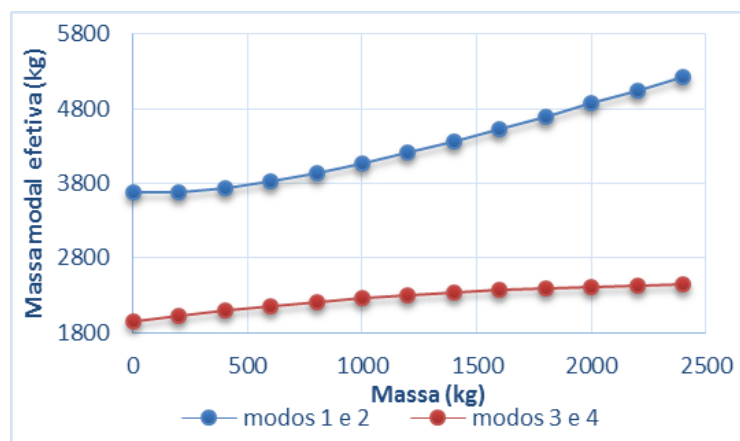


Figura 5.35 - Evolução das massas modais efetivas ao longo do carregamento

Tem-se assim que as massas modais efetivas de todos os modos crescem à medida que se incrementam as massas de topo (isto deve-se ao facto de agora se estar a falar em termos de massa expressa em quilos, e não em termos percentuais, sendo que como foi visto a configuração dessas curvas assume uma forma diferente – ver figuras 5.10 e 5.11).

Num ‘*shear building*’, o esforço de corte mobilizado em cada modo é dado pelo produto da aceleração espectral pela massa modal efetiva mobilizada para esse mesmo modo. Embora a estrutura em estudo não se trate de um ‘*shear building*’, pode ser feita uma analogia com o mesmo. Assim sendo, será interessante avaliar a curva que descreve o produto entre a massa modal efetiva e a aceleração espectral do correspondente modo.

Visto que os modos 1 e 2 têm períodos que se encontram no ramo de aceleração hiperbólico, será de esperar que o esforço de corte sofra uma diminuição, pois embora a massa da estrutura aumente, a aceleração espectral diminui com o aumento do período.

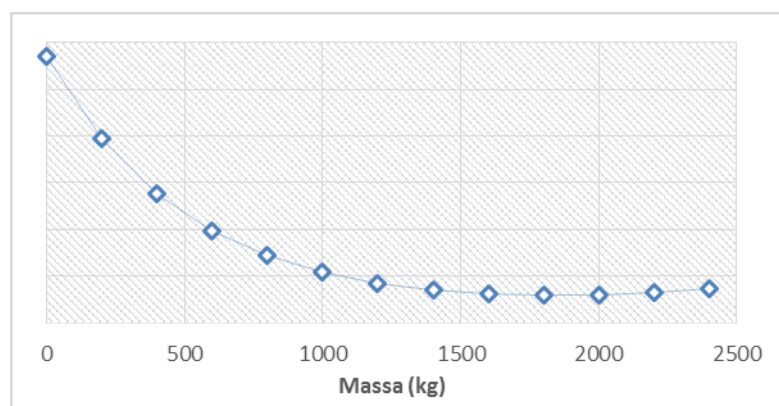


Figura 5.36 - Curva do produto entre a massa modal efetiva e a aceleração espectral, para modos 1 e 2

Repare-se de que à semelhança do que acontecia com o esforço de corte real, também esta curva tem um ramo inicial decrescente até uma determinada massa, passando a partir daí a manter-se aproximadamente constante (não foi representado o eixo das ordenadas pois apenas interessa estudar a forma da curva). Na curva do esforço de corte, o ramo crescente iniciava-se a partir de cerca de 1000 quilos de massa, e os valores para a massa máxima não atingiam os valores iniciais. Torna-se a realçar que a

estrutura em causa não é um ‘*shear building*’, mas sim uma estrutura com massa distribuída ao longo de toda a sua altura, e uma massa concentrada no topo. Tendo este facto em conta, será de esperar que as forças de inércia distribuídas ao longo da altura diminuam com os incrementos da massa, pois a massa distribuída mantém-se constante, enquanto a aceleração espectral diminui. As forças de inércia irão aumentar apenas no topo da estrutura, ao nível da massa concentrada, pois é esta que sofre incrementos.

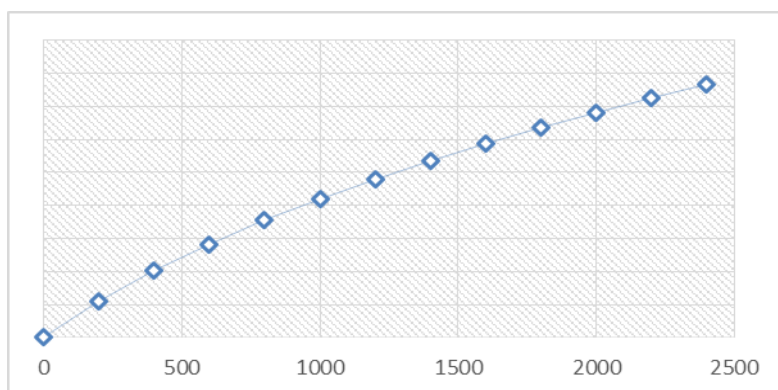


Figura 5.37 - Curva do produto entre a massa de topo e a aceleração espectral, para modos 1 e 2

Atente-se na Figura 5.37 que representa o produto entre a massa do topo e a aceleração espectral.

A lei que descreve as forças de inércia no topo é crescente e praticamente linear. Como foi visto, os modos 1 e 2 são os que controlam quase na totalidade os deslocamentos de topo, deslocamentos estes que são sempre crescentes e seguem uma variação também linear.

Tem-se que embora os deslocamentos de topo aumentem constantemente, os deslocamentos dos nós adjacentes aos apoios experimentam uma diminuição até a uma massa de 1000 quilos, aumentando gradualmente a partir deste valor. Diretamente relacionado com o esforço de corte está também o esforço axial (ver figuras 5.14 e 5.19). Note-se que quando o esforço de corte diminui (devido à diminuição dos deslocamentos dos nós adjacentes aos apoios), também o esforço axial diminui. Quando o esforço de corte aumenta (pois os deslocamentos nodais adjacentes também aumentam), o esforço axial passa a aumentar também. Numa estrutura complexa como esta, não se pode à partida relacionar os deslocamentos de topo com os esforços axiais (seria de esperar que, num ‘*shear building*’ ou num simples pórtico de um grau de liberdade, os esforços axiais aumentassem com o deslocamento dos pisos), mas neste caso, tem de se relacionar os esforços axiais com os deslocamentos dos nós adjacentes aos apoios. Observe-se a curva dos deslocamentos (devido a uma ação sísmica segundo X) de um nó adjacente ao apoio 1, para o modo 1 (neste caso são apresentados os deslocamentos verticais).

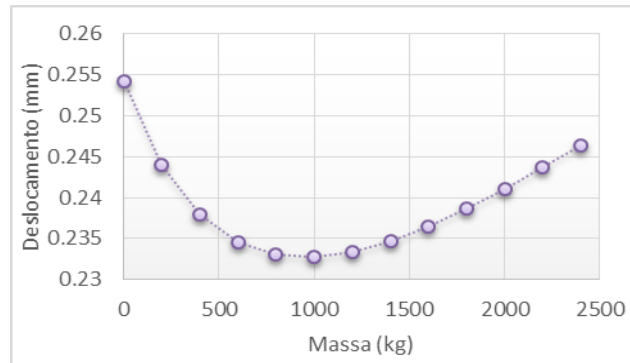


Figura 5.38 - Curva dos deslocamentos verticais do nó sobrejacente ao apoio 1

Verifica-se assim que a curva dos deslocamentos tem a mesma forma da curva do esforço axial nesse apoio.

Ficam deste modo explicadas, para os modos 1 e 2, as formas das curvas que descrevem os esforços na base, bem como os deslocamentos de topo. Passando agora aos modos 3 e 4, e da mesma forma que foi feito para os dois primeiros modos, atente-se na figura 5.39, que representa a forma da evolução do produto entre a aceleração espectral e a massa modal efetiva, para os modos 3 e 4.

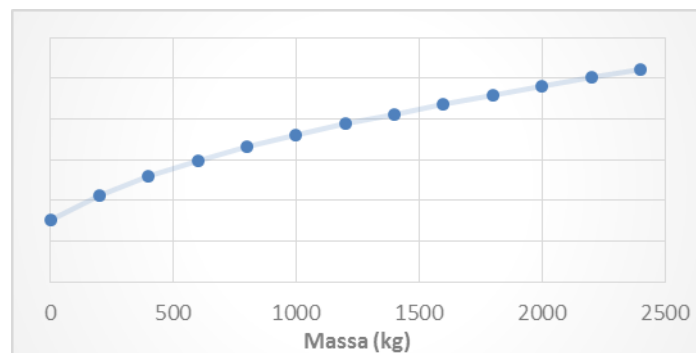


Figura 5.39 - Curva do produto entre a massa de topo e a aceleração espectral, para modos 3 e 4

Repare-se que tanto os esforços de corte, como os axiais, obtidos segundo os modos 3 e 4, têm uma configuração idêntica à representada na fig.5.39 (ver figuras 5.15 e 5.21). Este crescimento contínuo fica explicado devido ao facto de a aceleração espectral obtida para estes modos estar no ramo das acelerações contantes. Sendo assim, as taxas de crescimento desta curva irão ser iguais às das massas modais efetivas desses mesmos modos.

Esta explicação é também válida para as torres triangulares, pois embora sejam de naturezas diferentes, o seu comportamento estrutural é idêntico. Deste modo, tudo o que foi aqui descrito nesta secção em termos de frequências, esforços, deslocamentos e outros parâmetros é válido para as torres triangulares, facto também comprovado pela semelhança das várias curvas de esforços entre os dois modelos estruturais.

### 5.3 ANÁLISE SÍSMICA TEMPORAL

Tendo em conta que a estrutura apresenta duplo eixo de simetria, a análise temporal foi efetuada aplicando apenas a ação sísmica segundo a direção X, pois para a outra direção os resultados serão iguais. Todos os resultados apresentados de seguida incluem os efeitos da ação sísmica em conjunto com todas as restantes cargas permanentes.

#### 5.3.1 SISMO DE NORTHRIDGE

##### 5.3.1.1 Esforços Axiais

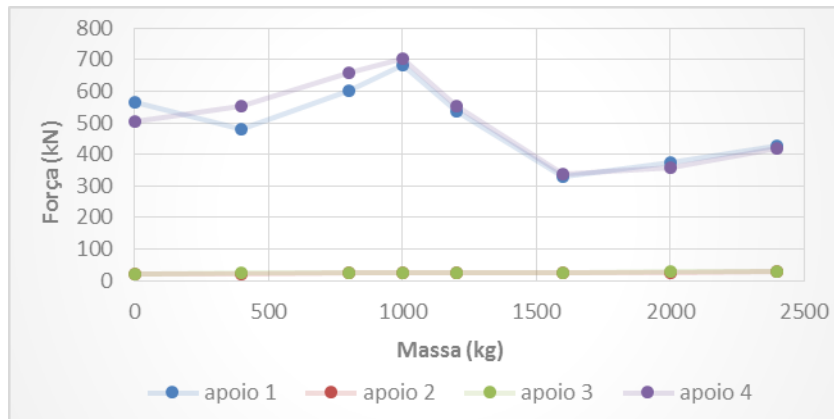


Figura 5.40 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração

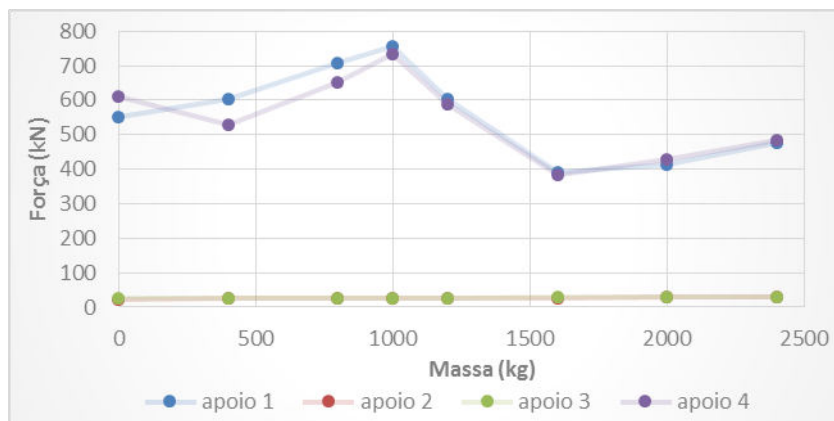


Figura 5.41 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão

Os esforços de compressão são ligeiramente superiores aos de tração, e verifica-se que têm máximos de 700 kN e 750 kN, respetivamente para tração e compressão, quando a estrutura é carregada com 1000 quilos. Os esforços mínimos obtêm-se para uma massa de 1600 quilos e rondam os valores de 320 kN e 400 kN respetivamente para as trações e compressões. Os esforços nos apoios 2 e 3 são apenas devidos à parcela estática pois estes encontram-se no eixo neutro da base.

### 5.3.1.2 Esforços de Corte

Ao aplicar a ação sísmica segundo X, os esforços de corte desenvolvidos segundo a direção Y são desprezáveis, não sendo portanto apresentados.

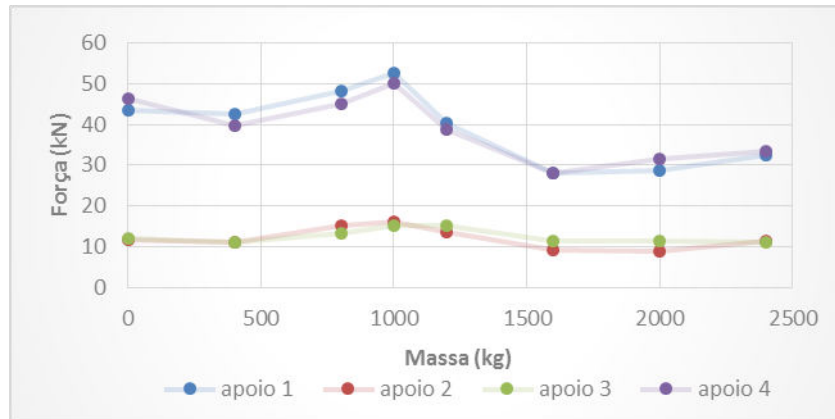


Figura 5.42 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo a direção X

Obtêm-se maiores esforços de corte para os apoios 1 e 4, visto que estes se encontram na linha de ação da força sísmica, variando entre os extremos de 30 a 50 kN, sendo que este máximo se obtém para um carregamento de 1000 quilos. Os esforços nos apoios 2 e 3 mantêm-se aproximadamente constantes ao longo do carregamento, na ordem dos 10 kN, sofrendo um acréscimo de 5 kN para 1000 quilos de massa.

### 5.3.1.3 Momentos Fletores

Os momentos fletores apresentam valores bastante baixos ao longo do carregamento. Os momentos segundo a direção Y são superiores aos obtidos para a direção X e são semelhantes para todos os apoios, variando entre 1 a 1.6 kN.m. Os valores mais altos ocorrem para o intervalo dos 500 aos 1500 quilos, sendo que fora desta gama os valores são praticamente constantes.

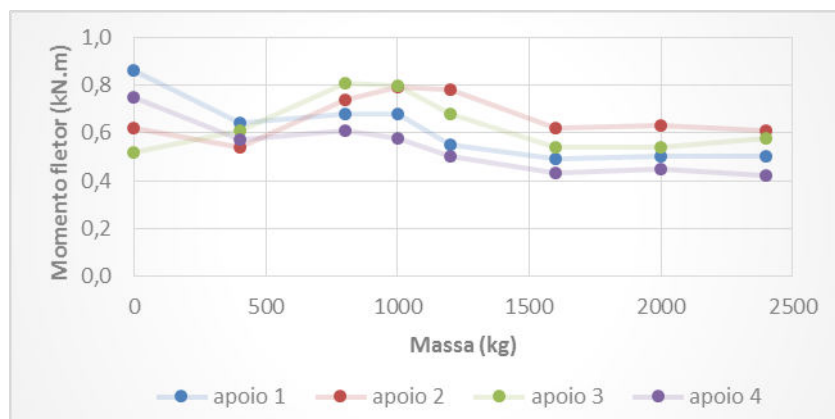


Figura 5.43 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X

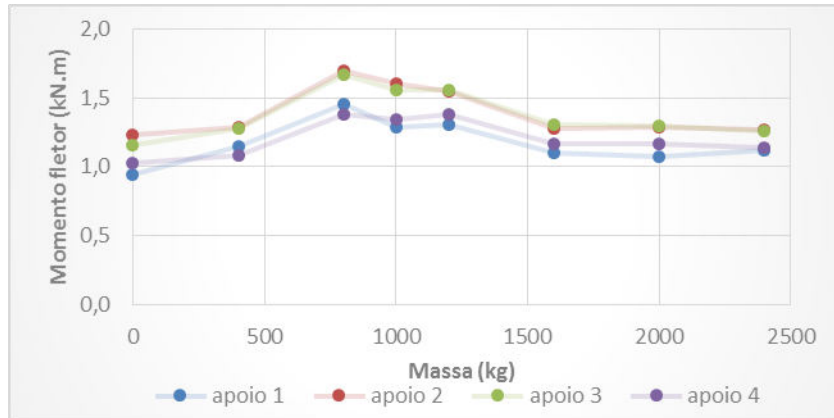


Figura 5.44 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y

#### 5.3.1.4 Deslocamentos e Rotações

A curva dos deslocamentos e rotações segue uma configuração semelhante, na medida em que estão intrinsecamente ligados. Os máximos ocorrem para o carregamento de 1000 quilos e são de aproximadamente 80 cm e 0,035 rad, respetivamente para o deslocamento e a rotação. À semelhança do que tem acontecido com os esforços, as principais mudanças ocorrem no intervalo dos 500 aos 1000 quilos de massa, sendo este constituído essencialmente por dois tramos (um tramo inicial ascendente até aos 1000 quilos e outro descendente a partir desse valor). Os deslocamentos e rotações mínimos correspondem a metade dos valores obtidos para os máximos.

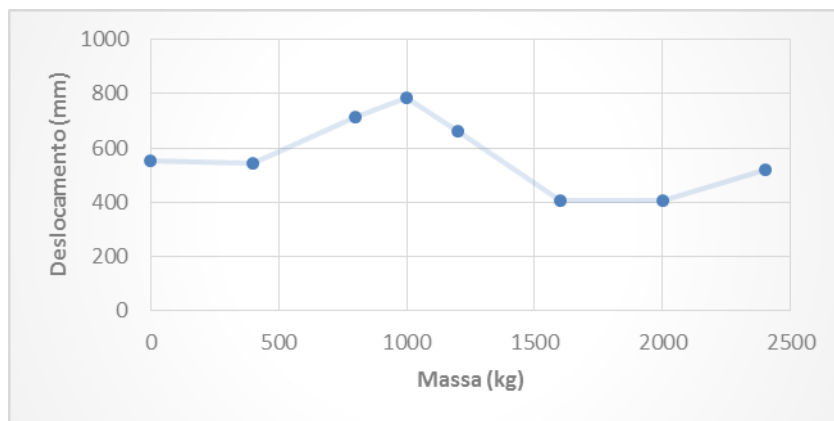


Figura 5.45 - Evolução dos deslocamentos máximos segundo X



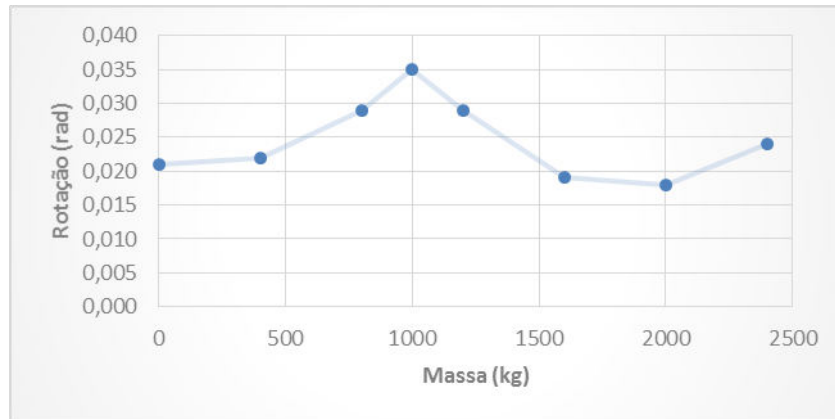


Figura 5.46 - Evolução das rotações máximas segundo Y

#### 5.3.1.5 Estado de Tensão

Em relação ao estado de tensão, verificou-se que a estrutura não apresentava problemas para massas até 1000 quilos. Para este valor de carga, a tensão sofre um acréscimo extremamente pronunciado e ultrapassa a tensão de cedência. Assim, a partir desse carregamento foi efetuada a mudança de secção já proposta anteriormente, e o valor da tensão baixou para os 250 MPA. À medida que se incrementaram as cargas, as tensões passaram a decrescer, tornando apenas a aumentar para a massa máxima, atingindo 200 MPA. Verifica-se assim que, efetuando a mudança proposta, a estrutura encontrar-se-á sempre em regime linear elástico.

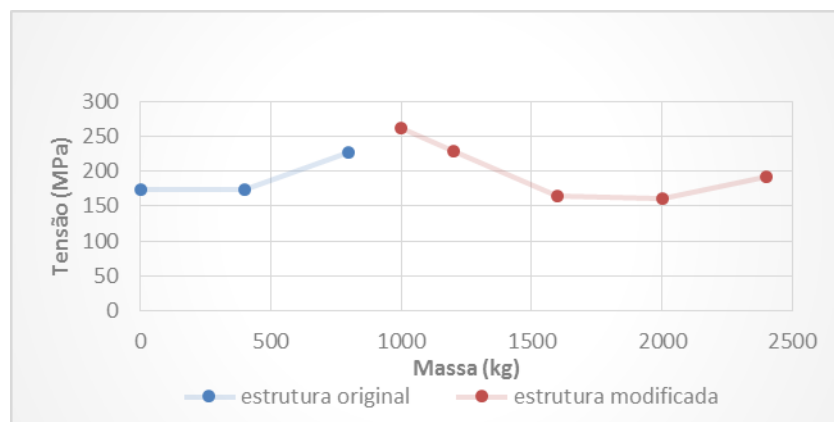


Figura 5.47 - Tensão no elemento mais esforçado

#### 5.3.1.6 Massa mais Desfavorável

Todos os resultados anteriores permitem chegar à conclusão de que para este sismo em particular, a massa condicionante em termos de resposta máxima é de 1000 quilos. De facto, todos os esforços, deslocamentos e tensões atingem um máximo para essa massa. Assim sendo, conclui-se que a frequência de vibração da estrutura quando é carregada com 1000 quilos, faz parte do intervalo da gama de frequências principais deste sismo, daí o agravamento dos seus efeitos na estrutura. O carregamento mais favorável é de 1600 quilos, pois para este valor de massa os esforços atingem os seus mínimos. Portanto é para este carregamento que a frequência de vibração da estrutura mais se afasta da gama de frequências principais do sismo.

### 5.3.2 SISMO DE KOBE

#### 5.3.2.1 Esforços Axiais

Os esforços de compressão são cerca de 50 kN superiores aos esforços de tração. Os máximos ocorrem para carregamentos nulos, e são da ordem dos 600 e 650 kN. Os esforços experimentam um decréscimo praticamente linear até cerca de 1600 quilos de carga, passando a partir daí a manterem-se aproximadamente constantes, no intervalo dos 200 aos 300 kN. Os esforços nos apoios 2 e 3 são os correspondentes apenas à parcela estática pela razão já referida.

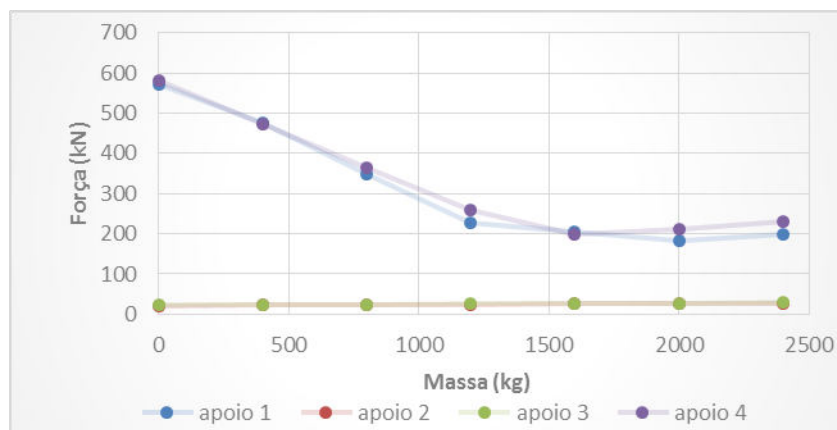


Figura 5.48 - Evolução dos máximos esforços axiais de tração

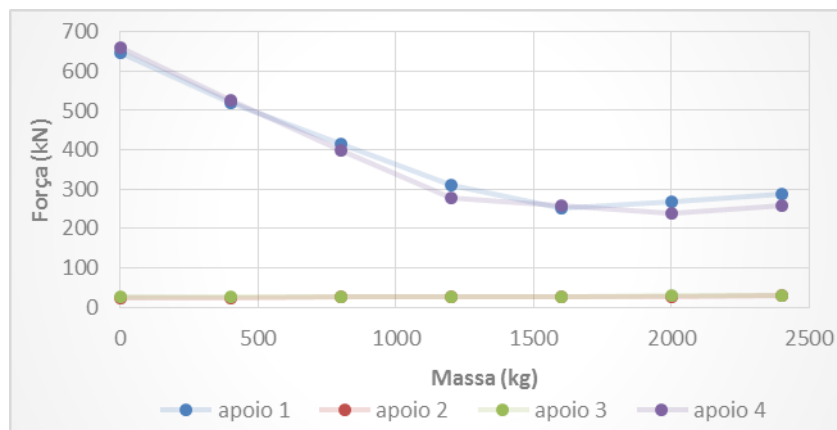


Figura 5.49 - Evolução dos máximos esforços axiais de compressão

#### 5.3.2.2 Esforços de Corte

Os esforços de corte para os apoios 1 e 4 (que são os que se encontram na linha de ação da força sísmica) seguem uma configuração similar aos esforços axiais, variando entre 50 a 20 kN. Nos apoios 2 e 3 os esforços mantêm-se praticamente constantes na ordem dos 10 kN.

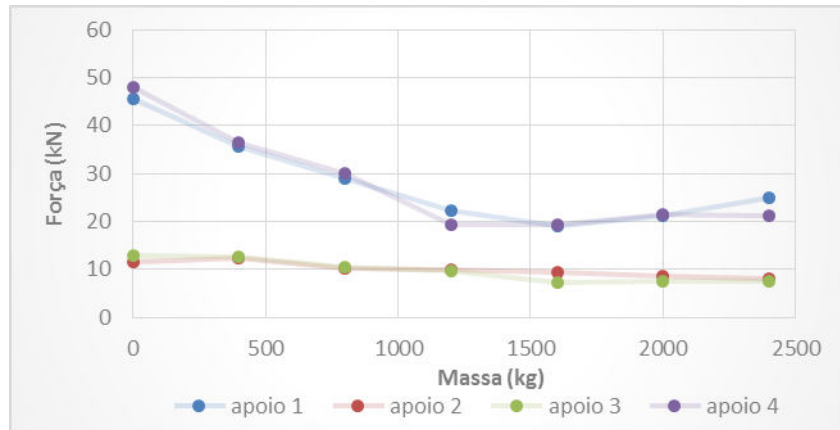


Figura 5.50 - Evolução dos máximos esforços de corte segundo a direção X

### 5.3.2.3 Momentos Fletores

Mais uma vez fica aqui patente a pequena importância que assumem os momentos fletores, tendo em conta os seus valores reduzidos. Seguem-se os gráficos de variação dos mesmos, para ambas as direções. Segundo a direção Y os momentos são maiores e mantêm-se aproximadamente constantes no intervalo dos 1.2 aos 1.4 kN.m para todos os apoios. Segundo a direção X os momentos experimentam mais variações ao longo do carregamento, embora o seu valor médio se mantenha aproximadamente constante, no intervalo dos 0.5 aos 0.8 kN.m para todos os apoios.

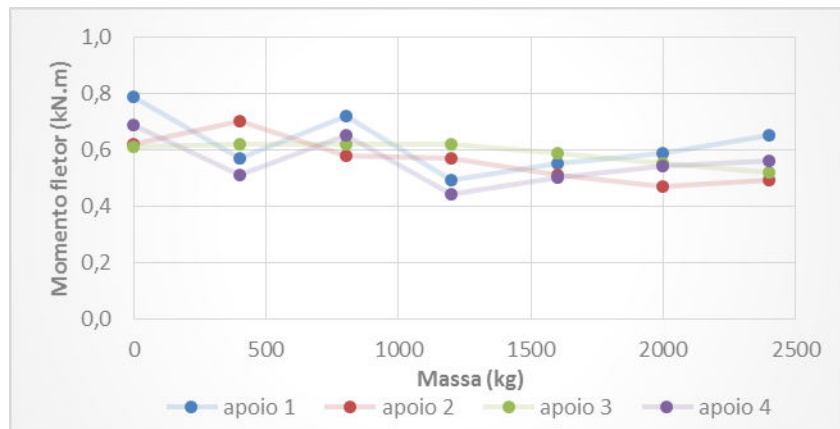


Figura 5.51 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo X

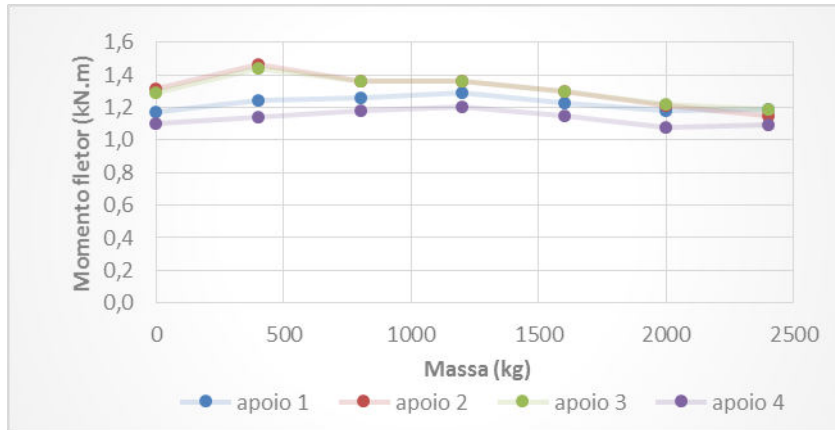


Figura 5.52 - Evolução dos máximos momentos fletores segundo Y

#### 5.3.2.4 Deslocamentos e Rotações

As curvas dos deslocamentos e rotações seguem uma configuração similar. Ambos são decrescentes com o carregamento, partindo de cerca de 60 cm e 0.02 rad até atingirem o mínimo de 18 cm e 0.009 rad para o carregamento máximo.

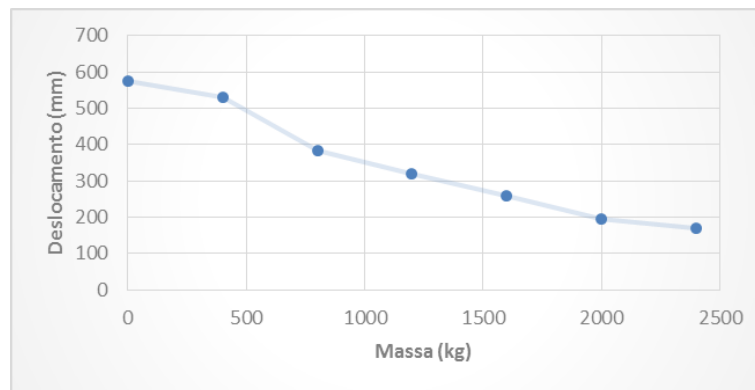


Figura 5.53 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo segundo X

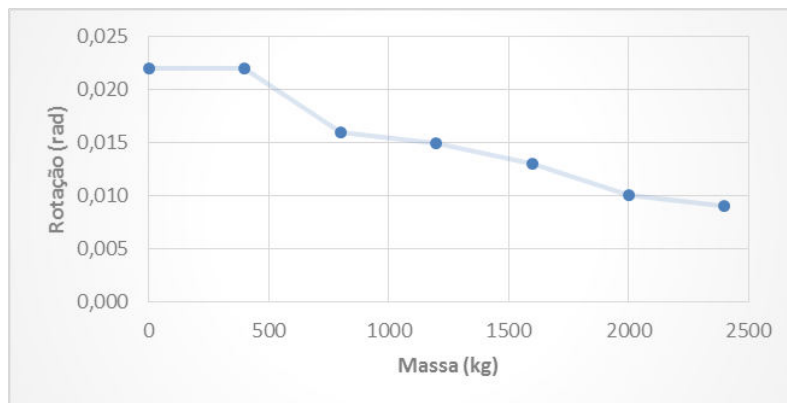


Figura 5.54 - Evolução das rotações máximas de topo segundo Y

### 5.3.2.5 Estado de Tensão

Este sismo em particular não introduz grandes mudanças na tensão, sendo que apenas para massas superiores a 1600 quilos as tensões passam a exceder o limite de cedência. Verifica-se que a tensão sofre um decréscimo de cerca de 30 MPA, até atingir 150 MPA para uma massa de 800 quilos. A partir deste valor passa a aumentar até atingir tensões superiores à tensão de cedência para o patamar já referido. É portanto sugerida a mudança de secção já atrás proposta, pois a mesma faz baixar drasticamente o valor das tensões, passando este a ser de 100 MPA para uma carga de 2000 quilos, sendo que se mantém praticamente constante até ao carregamento máximo.

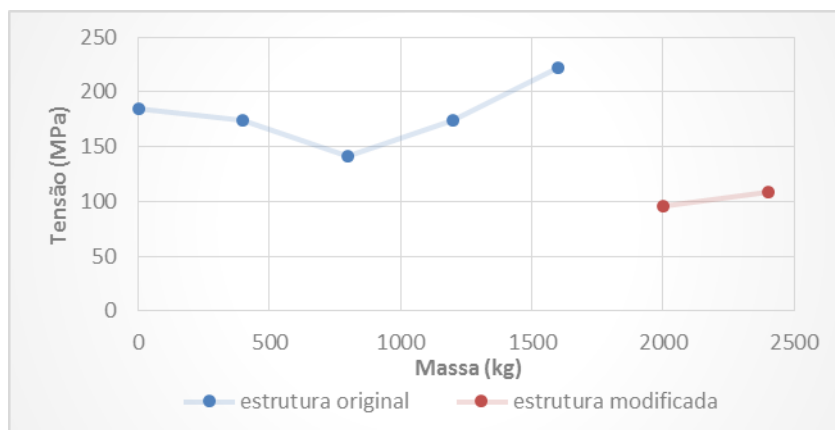


Figura 5.55 - Tensão no elemento mais esforçado

### 5.3.2.6 Massa mais Desfavorável em Termos de Resposta Máxima

Todos os resultados anteriores permitem chegar à conclusão de que para este sismo em particular, a massa mais desfavorável é nula, ou seja, qualquer incremento de massa irá aliviar os esforços a que a estrutura estará sujeita. A massa apenas será desfavorável para o estado de tensão, na medida em que este é muito influenciado pela parcela estática, sendo esta praticamente negligenciável nos restantes esforços.

### 5.3.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS DOIS SISMOS

Nesta secção são comparados os valores máximos dos esforços e deslocamentos obtidos para os dois sismos. Os esforços de corte são os correspondentes à direção X e os momentos fletores são segundo Y (visto que estes são os maiores).

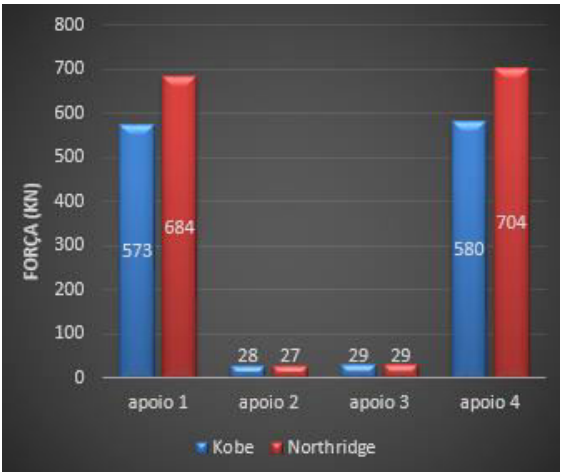
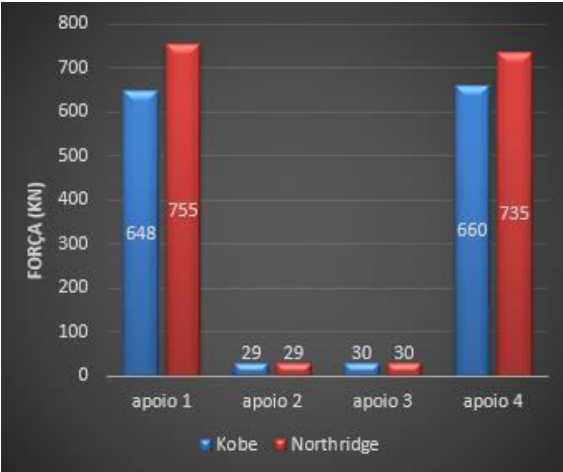


Figura 5.56 - Esforços máximos de tração e compressão, respetivamente à esquerda e à direita

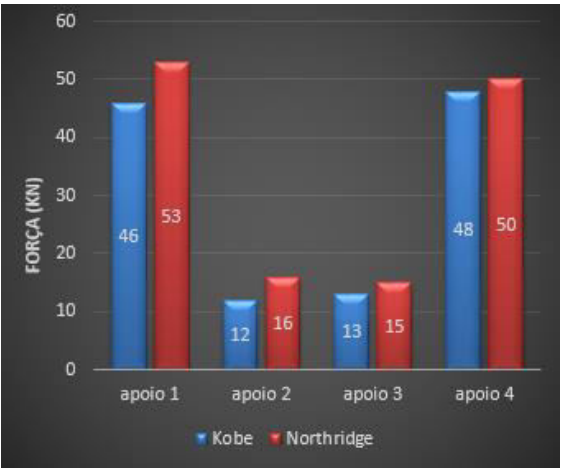
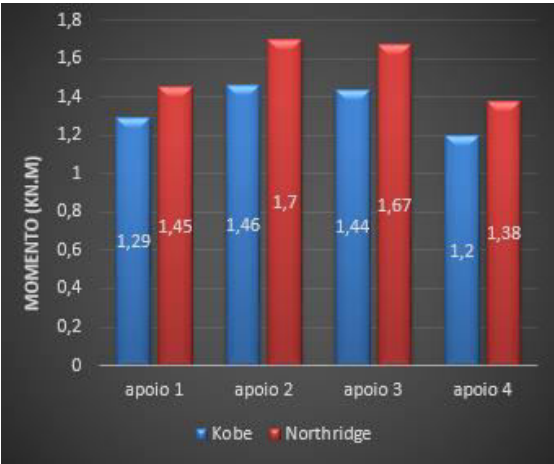


Figura 5.57 - Esforços máximos de corte e momentos fletores, respetivamente à esquerda e à direita

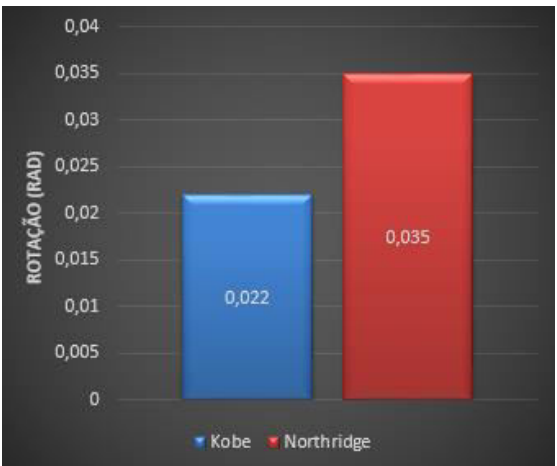
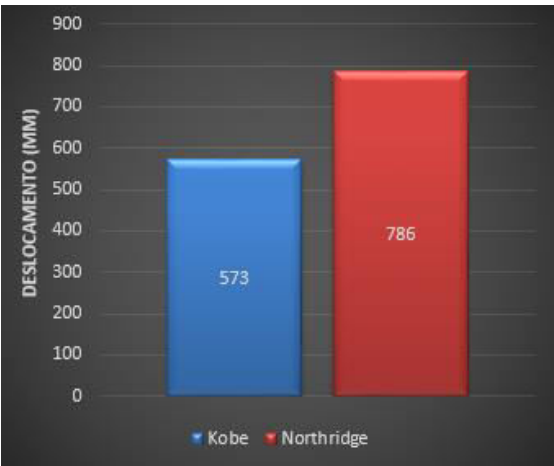


Figura 5.58 - Deslocamento e rotações máximos de topo, respetivamente à esquerda e à direita

Em relação aos esforços de tração/compressão, existem diferenças em alguns apoios, que vão desde 75 a 120 kN, sendo que o sismo de Northridge conduz aos maiores valores. No que diz respeito ao esforço de corte os esforços são similares para ambas as ações, sendo que o mesmo se pode dizer dos momentos fletores. São ligeiramente superiores os esforços causados pelo sismo de Northridge. As diferenças mais significativas ocorrem ao nível dos deslocamentos e rotações, sendo que o sismo de Northridge conduz a deslocamentos com acréscimos de cerca de 20 cm em relação aos provocados pelo sismo de Kobe, o que é uma diferença significativa. Já foram mencionadas, no estudo das torres triangulares, os motivos pelos quais não se pode concluir diretamente qual dos dois sismos é o mais gravoso para a estrutura. Também à semelhança do que acontecia para a estrutura anterior, pode-se essencialmente concluir que o sismo de Northridge conduz a esforços e deslocamentos mais gravosos do que o sismo de Kobe, para a massa que conduz à maior resposta em cada sismo.

#### 5.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A ANÁLISE ESPETRAL E TEMPORAL

Embora as duas análises não possam ser diretamente comparáveis, como já foi explicado no cap.4, irá ser feita uma referência de modo a obter uma noção comparativa. Para o efeito, ir-se-ão apenas considerar os esforços máximos obtidos, negligenciando a evolução destes ao longo do carregamento. De um modo muito geral, pode-se dizer que os esforços axiais nos apoios resultantes dos dois sismos estão dentro do intervalo dos 570 aos 700 kN. Da análise espectral, obteve-se (para um terreno tipo D) que esses mesmos esforços são da ordem dos 530 kN. Existe assim uma subestimação destes esforços quando se faz a análise pelo EC8. Os esforços de corte gerados pelos sismos estão no intervalo dos 45 aos 55 kN, sendo que através da análise espectral se obtiveram máximos da ordem dos 40 kN. Os momentos fletores obtidos são bastante baixos para ambas as situações, e rondam o valor dos 1.5 kN.m para a análise temporal, sendo que atingiam um máximo de 2 kN.m para a análise espectral. Em termos de deslocamentos, a análise espectral aproxima-se mais do sismo de Kobe, pois para a mesma foi obtido um deslocamento máximo de 65 cm, sendo que para os sismos de Kobe e Northridge se obtiveram deslocamentos de cerca de 57 e 79 cm respetivamente. No que diz respeito às tensões, estas apenas começavam a ser gravosas para carregamentos superiores a 1400 quilos, sendo que a partir deste era seria recomendada a mudança de secção proposta. Ora, esta mudança tem de ocorrer para carregamentos a partir de 1000 quilos quando se faz a análise temporal (pelo sismo de Northridge), ficando mais uma vez expressa a subestimação devida à análise espectral.

Todas as conclusões em termos de esforços, deslocamentos e mudança de secção proposta que se podem retirar desta comparação são exatamente iguais às que se obteve para as torres triangulares, aplicando-se também neste caso.





## 6

# RESULTADOS DA ANÁLISE PARA MASTROS TUBULARES

Neste capítulo serão apresentados os vários resultados obtidos para os mastros tubulares. Ao contrário das torres treliçadas analisadas nos capítulos anteriores, que têm centenas de modos de vibração (dada a complexidade da estrutura) e consequentemente centenas de graus de liberdade, só se trabalhou neste caso com um grau de liberdade, que corresponde ao deslocamento do topo. Serão apresentados os resultados obtidos para os seis tipos de mastros, já vistos no cap.3, tanto para análise sísmica como para a análise temporal, sendo que esta última tem como base os dois sismos que têm vindo a ser estudados.

### 6.1 RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL

Como já foi explicado cap.3, as estruturas em questão foram tratadas como sendo de um grau de liberdade. Assim sendo, foi explicado como foram calculados através do espectro regulamentar os deslocamentos máximos de topo que a estrutura iria sofrer. Em função das acelerações espectrais e do parâmetro  $\Gamma$  (introduzido no cap.3) foram obtidos os cortes basais e momento fletores basais, lembrando que estes não podem ser explicitados apenas à custa dos deslocamentos de topo, por se tratar de uma estrutura de massa distribuída. Após a obtenção dos momentos fletores basais, a verificação da estrutura será feita comparando esses valores com os momentos resistentes para a secção da base, valores estes que foram obtidos diretamente da folha de cálculo utilizada no pré-dimensionamento. Tenha-se em linha de conta que esses valores de momento resistente são os obtidos para a estrutura com uma carga no topo de 23.54 kN (o correspondente à massa de 2400 quilos), que constitui a situação mais desfavorável. Os incrementos de massa aplicados foram de 200 quilos, tanto para a análise sísmica como para a análise temporal, dentro do intervalo dos 0 aos 2400 quilos.

A fig. 6.1 mostra a evolução da frequência consoante a massa aplicada no topo, para o mastro de altura de 15 metros.

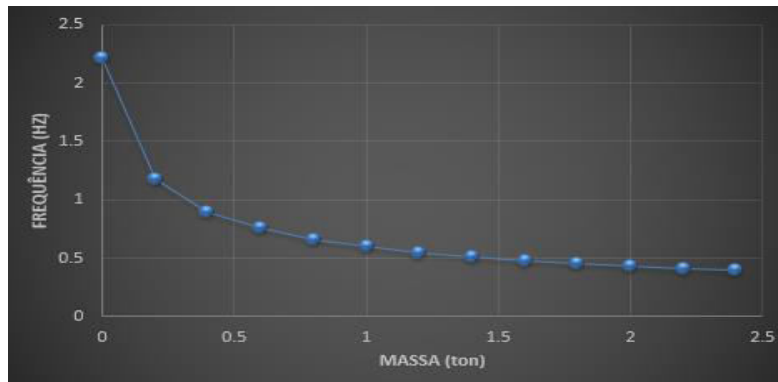


Figura 6.1 - Evolução da frequência de vibração para o mastro de 15 metros

À medida que se aumenta a massa, a frequência diminui, pois a rigidez é constante, e consequentemente aumenta o período. As várias frequências encontram-se em três diferentes patamares diferentes do espectro de acelerações. Atente-se na fig. 6.2, que mostra a localização de cada frequência nesse mesmo espectro. A cada marcador corresponde a uma determinada massa (o primeiro marcador é para o caso de massa nula e o último corresponde aos 2400 quilos, sendo todos os intermédios correspondentes aos incrementos de 200 quilos).

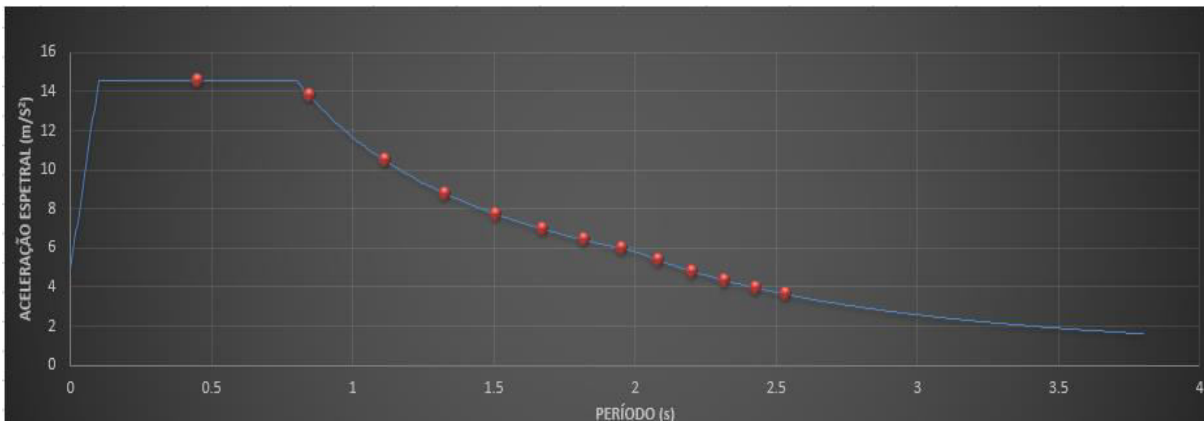


Figura 6.2 - Localização das frequências no espectro de acelerações

Todos os mastros têm uma evolução das suas frequências bastante similar. À medida que se incrementam as massas, as frequências tendem a aproximar-se, variando apenas entre 0,3 e 0,45 Hz para uma massa no topo de 2400 quilos. Para massas nulas, as frequências variam estão localizadas no intervalo de 1 a 2,5 Hz, como se pode observar na fig. 6.3.

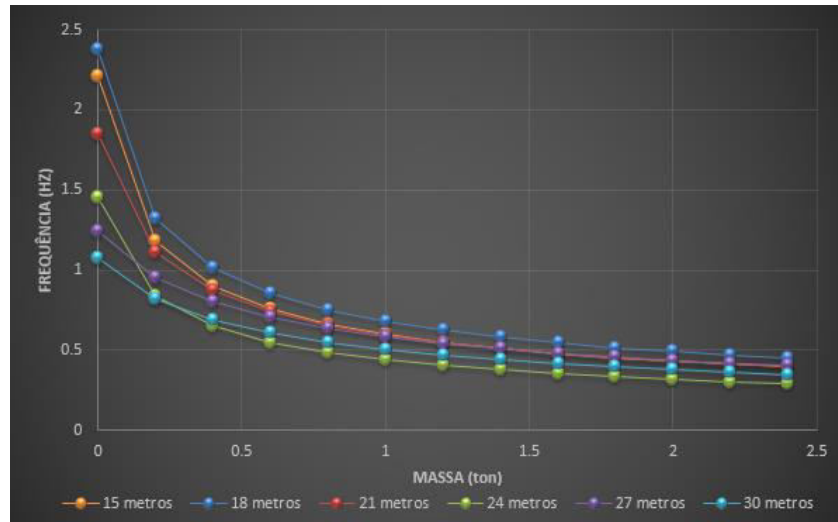


Figura 6.3 - Evolução das várias frequências para as várias alturas, consoante os incrementos de massa

Retornando ao caso do mastro de 15 metros, observa-se que, com exceção do caso de massa nula, todas as outras frequências se encontram distribuídas pelos dois ramos parabólicos do espetro, pelo que as acelerações espectrais vão diminuindo à medida que se incrementam as massas. Apresentam-se de seguida a evolução dos deslocamentos de topo do mastro em questão.

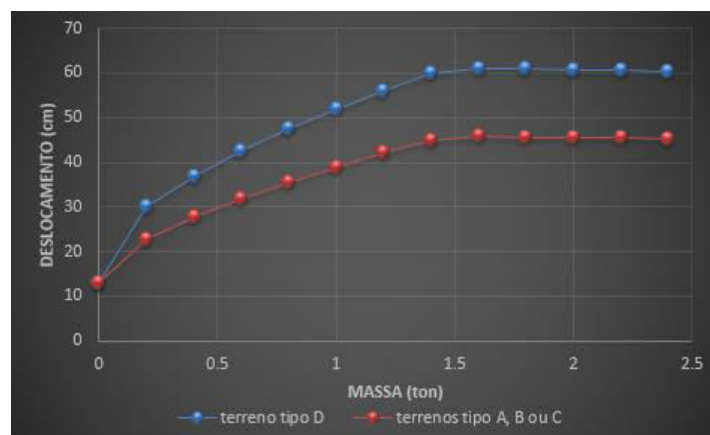


Figura 6.4 - Deslocamentos máximos de topo para os diferentes tipos de terrenos, mastro 15 metros

Obtêm-se assim deslocamentos que variam entre os 10 a 60 cm para terreno tipo D e entre 10 a 45 cm para qualquer outro tipo de terreno. Distinguem-se três configurações diferentes nas curvas, correspondentes a diferentes patamares no espetro das acelerações, sendo que os deslocamentos se mantêm aproximadamente constantes para massas superiores a 1.6 toneladas (essas massas correspondem a frequências que se encontram no ramo hiperbólico quadrado do espetro).

Apresentam-se de seguida as evoluções dos esforços na base.

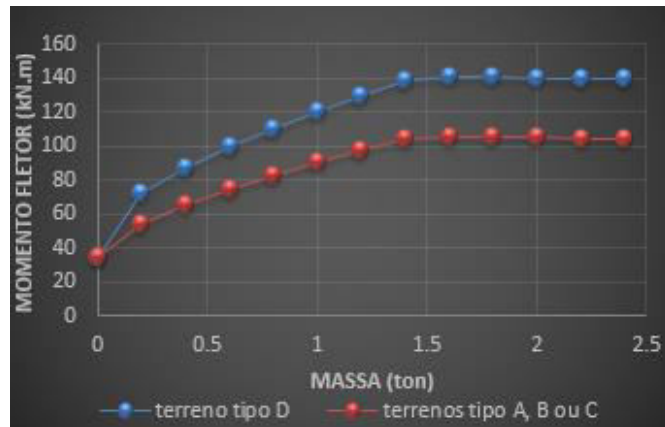


Figura 6.5 - Evolução do momento fletor para o mastro de 15 metros

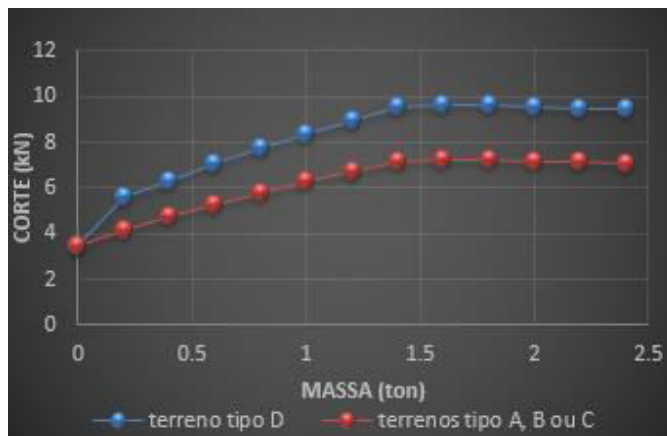


Figura 6.6 - Evolução do corte basal para o mastro de 15 metros

Neste caso particular, as curvas dos esforços seguem uma configuração idêntica à dos deslocamentos. Isto acontece precisamente porque o mastro de 15 metros, para além de ter a menor altura, é o que tem também as menores secções, e consequentemente apresenta uma massa distribuída não muito significativa. Em anexo são apresentadas as curvas para todos os restantes mastros, nas quais se verá uma clara discrepância em relação à configuração da curva dos deslocamentos.

Tem-se assim cortes basais relativamente pequenos, que variam entre 4 a 10 kN e 4 a 7 kN, para terrenos tipo D e para qualquer outro tipo de terreno, respetivamente. Os momentos fletores atingem um máximo de 140 e 100 kN.m respetivamente para terrenos tipo D e qualquer outro tipo, respetivamente.

Ir-se-á de seguida avaliar os máximos obtidos para cada altura. Note-se que estes máximos não ocorrem necessariamente para a massa máxima.

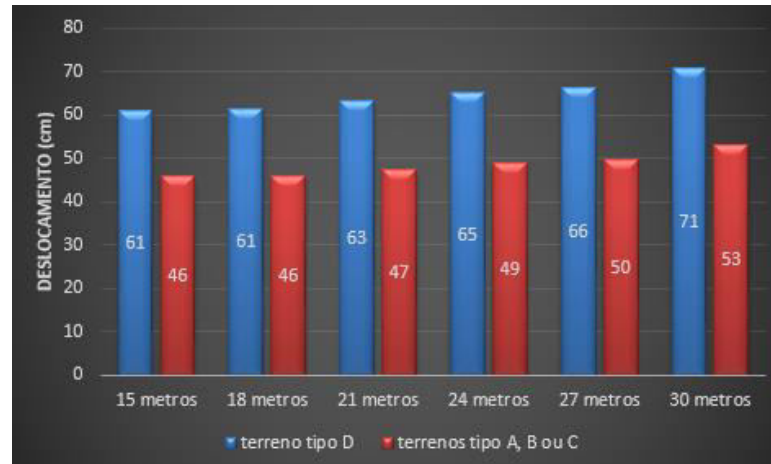


Figura 6.7 - Deslocamentos máximos de topo para as várias alturas e tipos de terreno

Verifica-se que os potenciais deslocamentos máximos aumentam com a altura, variando entre 60 cm para o mastro de 15 metros (deslocamentos desta ordem a partir dos 1400 quilos como se pode observar na fig. 6.7) e 70 cm para o mastro de 30 metros (sendo que nesta estrutura o deslocamento máximo ocorre para uma massa de 1000 quilos). Para os restantes tipos de terreno obtêm-se deslocamentos máximos cerca de 15 a 20 cm menores, o que corresponde, em termos percentuais, a uma diferença de aproximadamente 25 %.

As rotações foram obtidas através da integração da curva elástica (ver anexos). Os valores obtidos são mostrados na fig. 6.8.

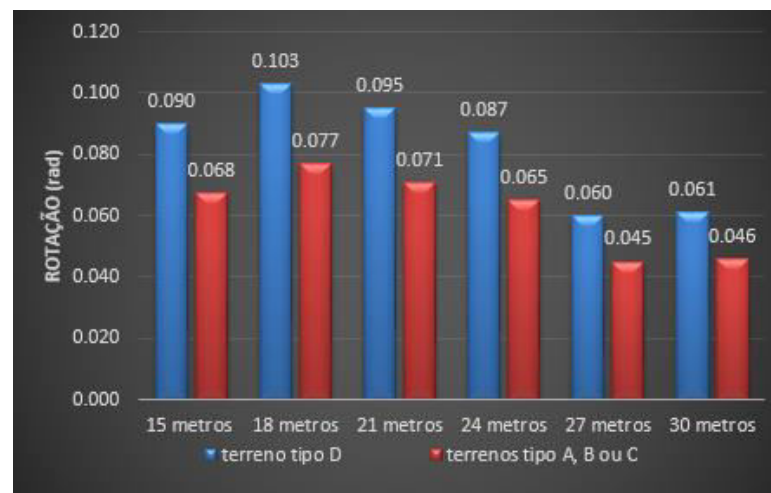


Figura 6.8 - Rotações máximas de topo para as várias alturas e tipos de terreno

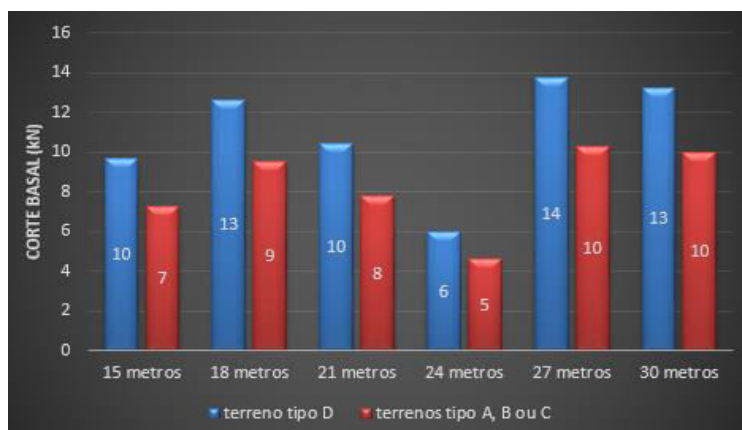


Figura 6.9 - Cortes basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno

Como se pode observar, os cortes basais obtidos não são particularmente relevantes para o cálculo, pois apresentam valores bastante reduzidos, muito abaixo dos valores resistentes das secções utilizadas. Estes esforços variam entre 10 a 15 kN para terrenos tipo D e entre 5 a 10 kN para terrenos tipo A, B ou C.

Ir-se-á verificar de seguida que os esforços que podem eventualmente condicionar o cálculo são os momentos fletores.

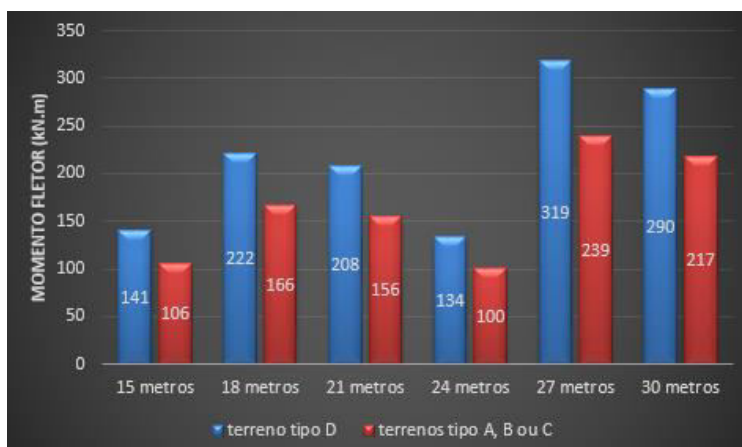


Figura 6.10 - Momentos fletores basais máximos para as várias alturas e tipos de terreno

Como se observa, existem momentos fletores das ordens de grandeza de 150 kN.m (mastros de alturas de 15 e 24 metros), 210 kN.m (mastros de alturas de 18 e 21 metros) e 300 kN. (para os mastros de 20 e 30 metros). Os momentos resistentes da secção de base obtidos foram (respetivamente por ordem crescente de alturas) 170, 304, 379, 304, 677 e 670 kN.m (sendo as secções dos dois últimos mastros de classe 4). Verifica-se assim que todos os mastros verificam a segurança. Relembre-se que os momentos resistentes foram obtidos tendo em conta a atuação da massa de 2400 quilos. Visto que os momentos máximos foram obtidos para massas inferiores, fica-se assim com uma margem adicional de segurança. Tendo sido os mastros pré-dimensionados tendo em conta a ação do vento, pode-se concluir que a ação sísmica não é condicionante. O mastro de 24 metros é a solução ideal, pois é o que no geral fica sujeito aos menores esforços e a deslocamentos intermédios entre os dois extremos obtidos. Fator a ter em

consideração neste caso, teriam se ser as eventuais forças do vento a atuar na superfície de exposição dos equipamentos a colocar no topo, sendo que neste caso foram apenas considerados como uma ‘massa’, para o estudo da ação sísmica.

## 6.2 COMPARAÇÃO DE PARÂMETROS OBTIDOS COM LIMITES PROPOSTOS

Ir-se-á de seguida comparar os deslocamentos e rotações obtidos com os máximos propostos pela TIA 222 e pela *Telebras*. As figuras seguintes dão uma perceção visual acerca das diferenças entre os resultados obtidos e os limites impostos.

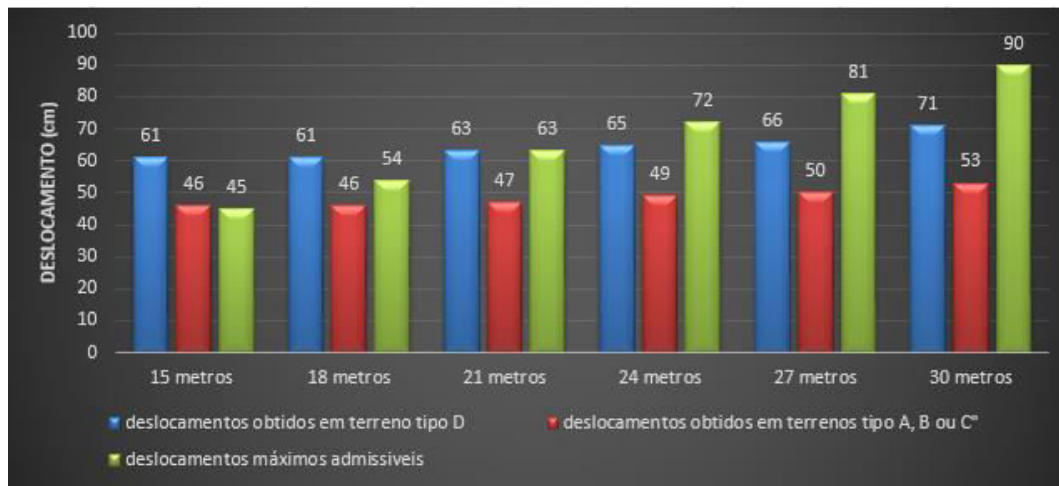


Figura 6.11 - Deslocamentos máximos para as várias alturas e tipos de terreno

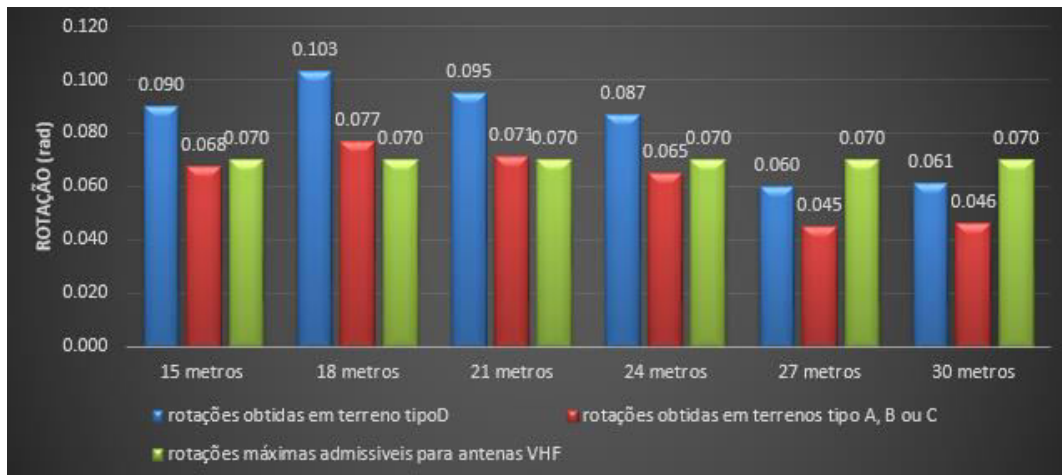


Figura 6.12 – Rotações máximas para as várias alturas e tipos de terreno

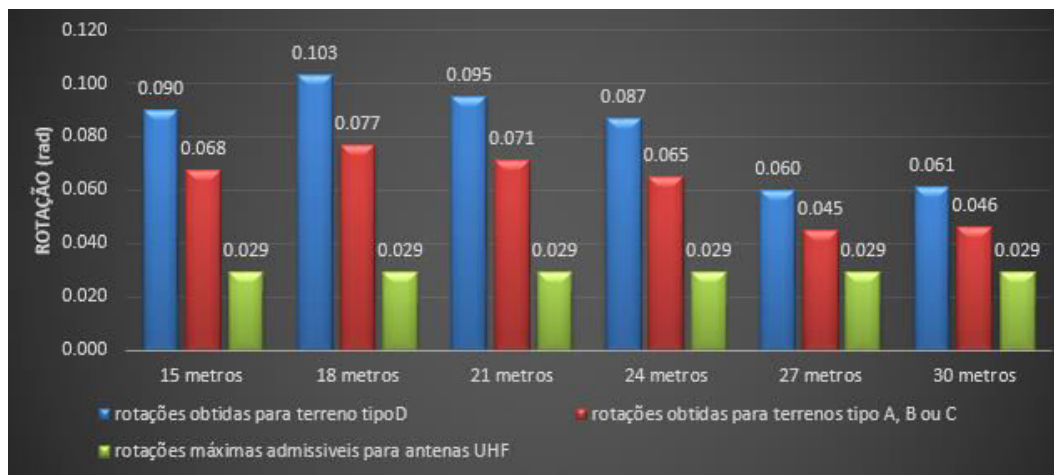


Figura 6.13 – Rotações máximas para as várias alturas e tipos de terreno

Em termos de deslocamentos verifica-se que os mastros de alturas de 15 e 18 metros não cumprem o limite máximo (mas apenas os localizados em terrenos tipo D). No que diz respeito às rotações, verifica-se que apenas os mastros de 27 e 30 metros cumprem o limite estabelecido pela TIA. Quando se trata de antena UHF, nenhum dos mastros cumpre o limite imposto pela *Telebras*. Sendo a rotação o parâmetro mais condicionante do bom desempenho das antenas, fica aqui claro que o sismo irá ter uma interferência importante no funcionamento das mesmas.

### 6.3 RESULTADOS DA ANÁLISE TEMPORAL

Como já foi explicado no cap.3, caso a estrutura não tivesse massa distribuída em altura, tendo apenas uma massa concentrada no topo, a mesma poderia ser tratada considerando-a de base fixa, com a massa solicitada por uma força proporcional à aceleração da base (força esta que seria dada a qualquer instante pelo produto da massa pela aceleração). Caso assim fosse, o comportamento poderia ser facilmente compreendido tendo em conta apenas as frequências de vibração das estruturas, e poder-se-ia inferir acerca de quais as que iriam apresentar maiores respostas. No presente caso de massa distribuída, sendo que esta não pode ser desprezada (principalmente nos mastros de maiores alturas e consequentemente de maiores secções) os resultados não são diretamente comparáveis através de um só parâmetro como a frequência, pois o modo como as forças de inércia se distribuem ao longo do mastro vai influenciar drasticamente os resultados. Eis de seguida os resultados dos deslocamentos e dos momentos fletores para os dois sismos que têm vindo a ser analisados (os esforços de corte também não são aqui relevantes, sendo apresentados apenas os seus máximos). Os deslocamentos máximos foram calculados recorrendo ao programa ‘Duhamel’ de Mário Paz, e os momentos foram calculados tendo em conta a metodologia exposta para estruturas de massa distribuída em altura.



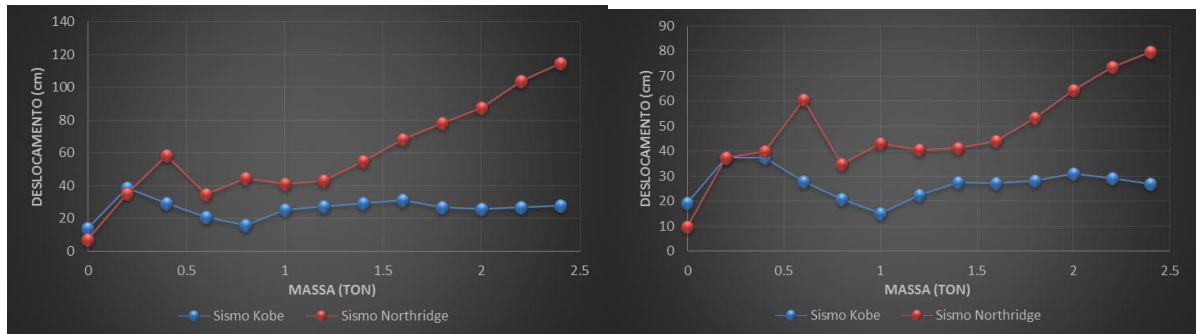


Figura 6.14 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 15 e 18 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

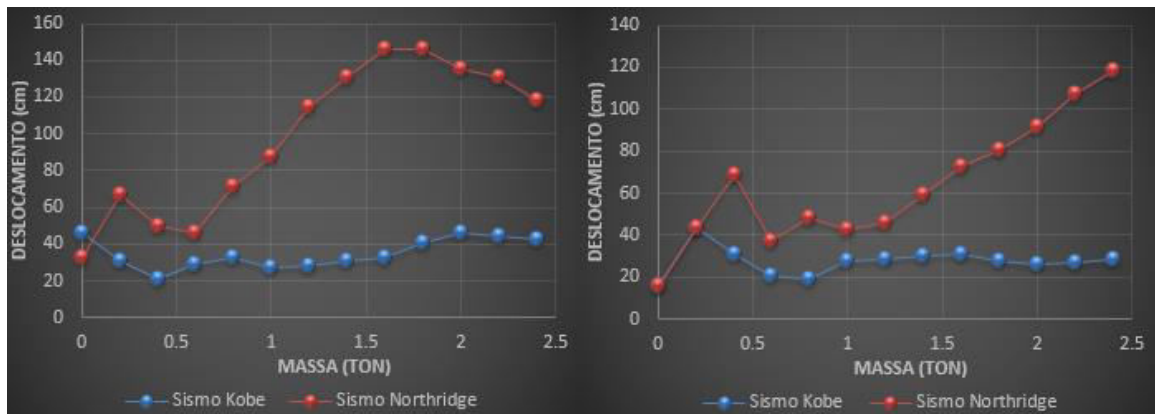


Figura 6.15 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 21 e 24 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

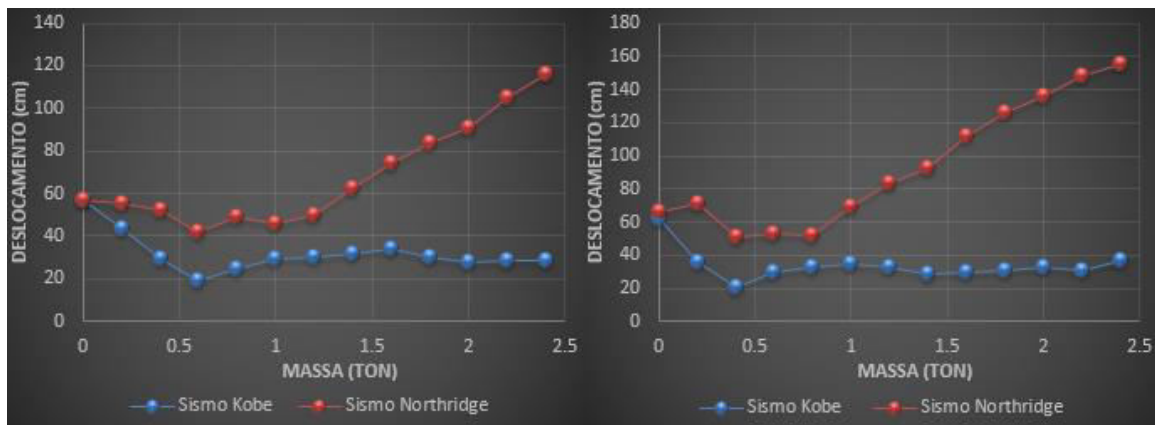


Figura 6.16 - Evolução dos deslocamentos máximos de topo dos mastros de 27 e 30 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

Atente-se em primeiro lugar no sismo de Kobe. Verifica-se que os deslocamentos variam num intervalo pouco largo ao longo dos incrementos de massa. Este sismo gera um deslocamento máximo de cerca de

60 cm, para os mastros de 27 e 30 metros, quando a massa aplicada no topo é nula. Em relação a este sismo pode-se concluir que as frequências dos vários mastros estão afastadas da gama de frequências principais do mesmo, pois ao ser comparado com o sismo de Northridge observa-se uma grande diferença na reposta. Passa-se de seguida à análise dos deslocamentos devidos a este último. As curvas seguem de um modo geral uma tendência de crescimento com os incrementos de massa, atingindo os seus máximos para a massa máxima, o que sugere que para esta massa se obtenham frequências das estruturas (bastante similares para esta massa, ver fig. 6.3) próximas das frequências principais deste sismo, com exceção do mastro de 24 metros, que atinge um máximo para a massa de 1600 quilos. Este sismo gera deslocamentos de topo bastante elevados, que chegam a atingir 1.6 metros no mastro de 30 metros de altura.

Apresentam-se de seguida as evoluções dos momentos fletores.

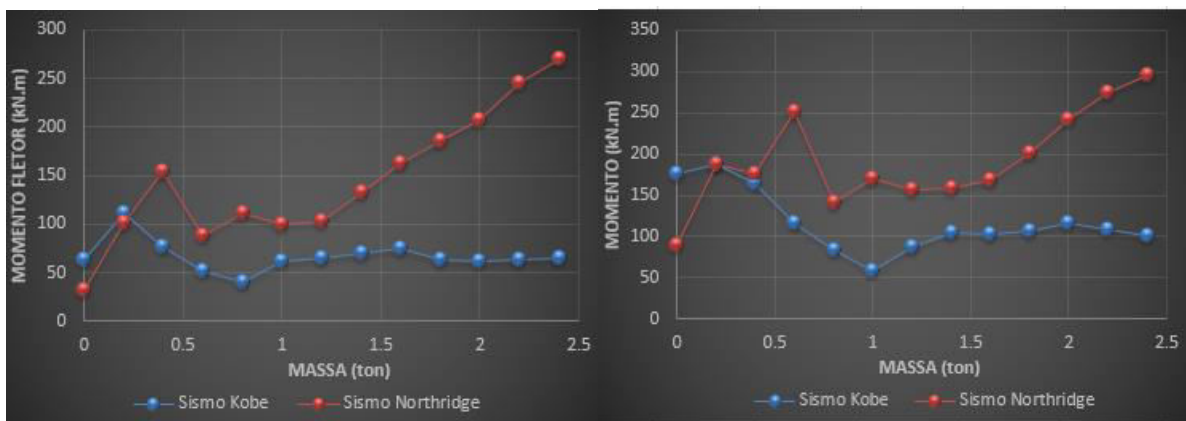


Figura 6.17 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 15 e 18 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

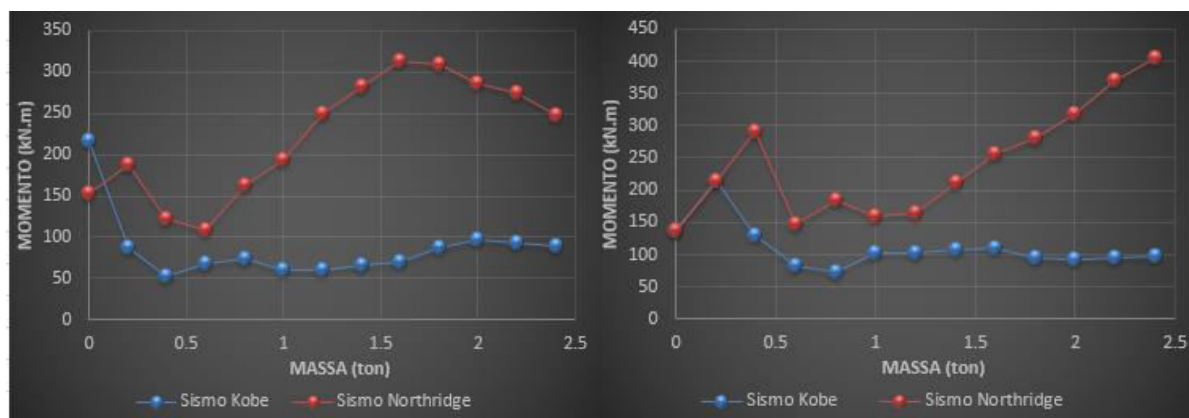


Figura 6.18 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 21 e 24 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

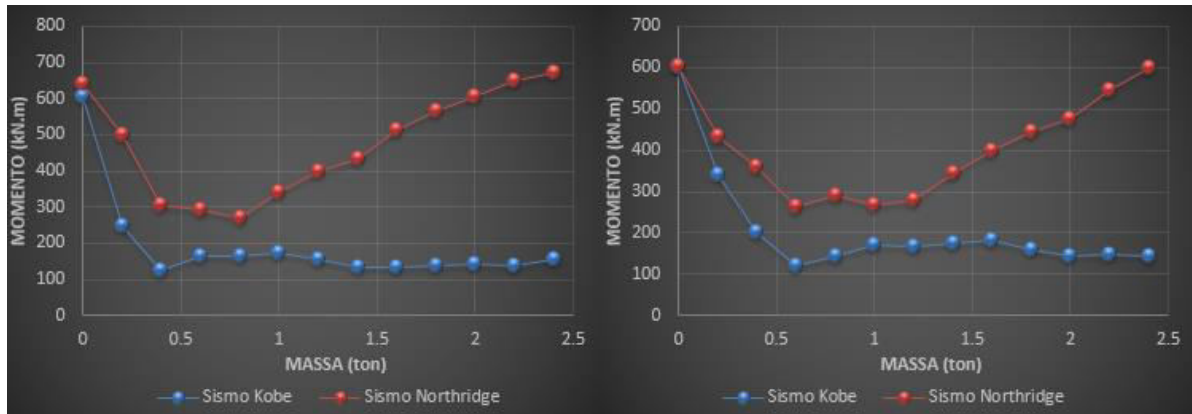


Figura 6.19 - Evolução dos momentos fletores basais dos mastros de 27 e 30 metros, respetivamente à esquerda e à direita, para os dois sismos em estudo

Os gráficos anteriores foram apresentados com o objetivo de realçar a ideia de que não se podem obter os momentos diretamente a partir dos deslocamentos de topo. Note-se que estas diferenças entre deslocamentos/ momentos são mais acentuadas nos mastros mais altos (consequentemente com mais massa distribuída).

Para efeitos de verificações estruturais, ir-se-ão mostrar de seguida gráficos-síntese de deslocamentos, cortes basais e momentos máximos.

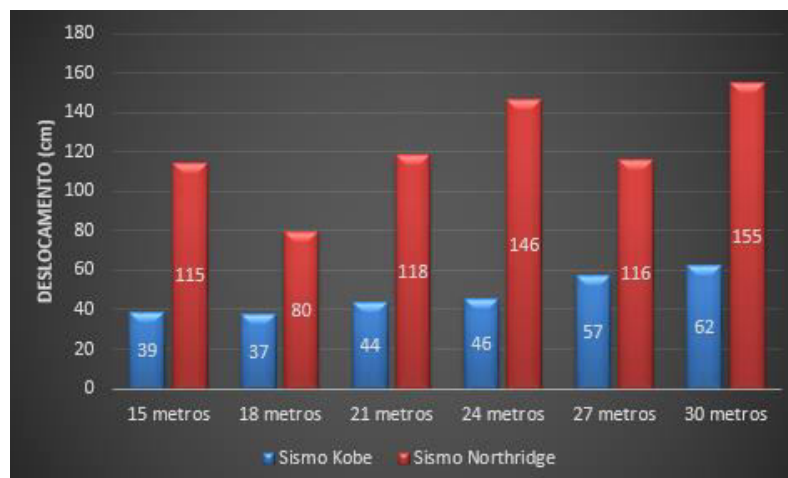


Figura 6.20 - Deslocamentos máximos de topo para os dois sismos em estudo

Em relação aos deslocamentos, os mesmos já foram comentados anteriormente, sendo que a fig.6.20 dá uma melhor perceção visual acerca das diferenças dos máximos obtidos em cada sismo.

Os cortes basais são relativamente pequenos, só começando a ter mais relevância nos mastros a partir de 27 metros de altura, atingindo valores da ordem dos 30 kN (fig.6.21). Fica aqui também claro que não há uma relação direta entre os deslocamentos de topo e o corte. Os esforços obtidos são praticamente coincidentes para alturas a partir dos 24 metros, para os dois sismos, sendo que os deslocamentos de topo eram bastante diferentes.

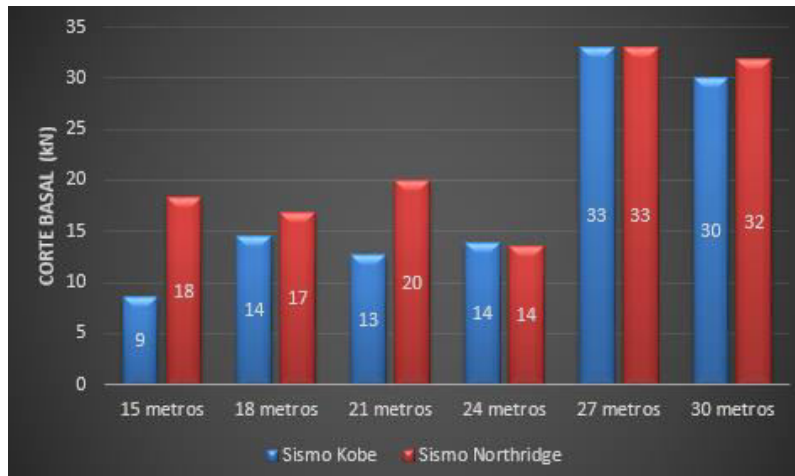


Figura 6.21 - Cortes basais máximos para os dois sismos em estudo

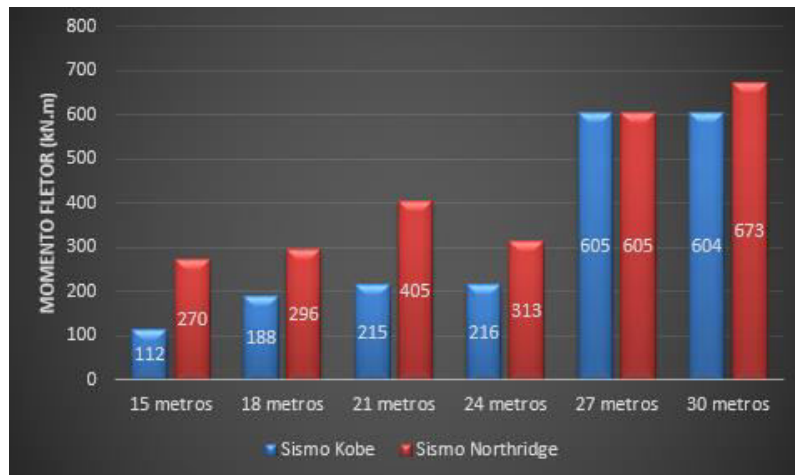


Figura 6.22 - Momentos fletores basais máximos para os dois sismos em estudo

Os momentos basais obtidos devidos ao sismo de Northridge ultrapassam a capacidade resistente da secção de base, para as torres de 15, 21 e 24 metros, sendo que nas restantes se aproximam muito da capacidade máxima. Sendo estruturas isostáticas, a ocorrência de um sismo com características muito similares a este, iria levar à formação de uma rótula plástica na base e consequentemente ao colapso da estrutura (dependendo da massa que nela estivesse aplicada, evidentemente, visto que é para essa em específico que ocorrem estes valores de momentos).

# 7

## CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Foram conduzidas análises sísmicas para cada tipologia. Todos os resultados e verificações acerca de cada uma foram discutidos no respetivo capítulo. Ir-se-á proceder nesta secção a uma breve comparação entre as diferentes tipologias. A comparação não será feita entre as torres treliçadas e os mastros, pois estas tipologias apresentam características totalmente distintas, tanto em termos estruturais como em alturas. Deste modo, comparar-se-ão os dois modelos de torres, sendo que a discussão acerca da variabilidade de comportamento com a altura dos mastros já foi efetuada no capítulo correspondente aos mesmos.

### 7.1 TORRES TRIANGULARES *VERSUS* TORRES QUADRADAS

Em termos de análise modal, verificou-se que as massas modais efetivas crescem mais rapidamente com o número de modos nas torres quadradas. De facto, atingiu-se cerca de 85 % do somatório das MME com os 10 primeiros modos de vibração nas torres quadradas, enquanto com o mesmo número de modos atinge-se cerca de 70 % para as torres triangulares. A partir do décimo modo, as contribuições modais dos restantes passam a experimentar um crescimento menor, sendo que este crescimento é ainda mais lento para as torres triangulares. O mesmo acontece com as frequências de vibração dos modos. Os modos da mesma ordem apresentam frequências maiores nas torres quadradas. É importante também referir que, numa análise sísmica, as estruturas devem ser posicionadas de modo a obterem os maiores esforços, isto é, devem ser posicionadas de forma a que cada modo mobilize a MME apenas segundo os eixos principais considerados na análise. Por exemplo, lembre-se que na torre triangular havia um intervalo de carga no qual as MME eram mobilizadas nas duas direções, para os modos 1 e 2. Isto significa que para uma análise sísmica nessas condições de carga, a estrutura deveria sofrer uma rotação no programa de cálculo, de modo a ficar numa posição em que as MME para cada modo fossem mobilizadas apenas numa direção. Este facto acarreta grandes consequências em termos de cálculo, pois se a estrutura for posicionada tal como o referido, os esforços serão bastante superiores. Este facto é muito importante em gabinete de projeto. O objetivo do projetista deverá ser a procura do pior cenário que seja possível de ocorrer na realidade, pois caso contrário estará a cometer uma subestimação que poderá ser muito gravosa. Ora num caso do sismo, o mesmo pode atuar em qualquer direção da estrutura, competindo portanto ao projetista escolher quais os eixos principais mais condicionantes a usar na análise, sendo precisamente para esses que as MME se vão mobilizar na totalidade, num determinado modo. Também ficou claro ao longo da análise que se obtêm estimativas de esforços bastante razoáveis usando apenas os primeiros modos de vibração. De facto, demonstrou-se que os esforços obtidos com os primeiros quatro modos apenas são muito semelhantes aos obtidos considerando todos os restantes modos. No

caso dos deslocamentos verificou-se que estes são fundamentalmente controlados pelos dois primeiros modos (um para cada direção).

Em termos de resultados de análise, foi explicado também que devido ao grau de complexidade da estrutura, e consequentemente da distribuição das forças de inércia, não se pode relacionar diretamente os deslocamentos de topo com os esforços na base, pois como foi visto, os primeiros são sempre crescentes consoante o incremento de massa, enquanto os segundos seguem configurações particulares. Este comportamento é específico para as estruturas analisadas, e está diretamente relacionado com as frequências das mesmas, não podendo por tanto ser extrapolado para outras estruturas com diferentes características. Como foi visto, as duas torres são, em termos de comportamento à ação sísmica, muito similares. Os esforços de corte obtidos são praticamente desprezáveis nos dois casos, bem como os momentos fletores. No dimensionamento das fundações, o principal esforço de cálculo é o esforço axial, pois como se viu, o sismo gera acréscimos de forças desta natureza bastante significativos. Mais uma vez fica aqui patente a similaridade entre os dois modelos estruturais, na medida em que foram obtidos esforços axiais de igual ordem de grandeza para ambos. Foi também analisado o estado de tensão ao nível do elemento mais esforçado. Para ambas as estruturas, e para carregamentos a partir de 1400 quilos, dever-se-á fazer a mudança de secção proposta pelo autor, de modo a trabalhar sempre em regime elástico, e a garantir tensões nos elementos suficientemente baixas que garantam a estabilidade dos mesmos. Em termos de deslocamentos e rotações máximas de topo, e embora a torre triangular seja 15 metros mais alta, foram obtidos praticamente os mesmos valores para ambas as tipologias. Todos estes fatores comprovam que, de facto, os dois modelos são praticamente iguais em termos de comportamento sísmico.

O anteriormente referido teve em conta os resultados obtidos através da análise espectral regulamentar, e é esta que deve ser o motivo de tais conclusões, mas também se pode comprovar estes fatos através da análise temporal realizada, na medida em que as estruturas experimentaram comportamentos similares entre si em cada sismo. Fica deste modo comprovado que, a opção por um modelo em detrimento de outro, não será condicionada pela ação sísmica. Lembra-se que toda a análise foi conduzida nas piores condições possíveis, isto é, foi considerado um coeficiente de comportamento unitário (sendo que o regulamento permite o uso de valores superiores, havendo deste modo uma redução nos esforços obtidos); a classe de importância escolhida foi a mais alta (deve-se analisar a situação real e verificar se é possível optar por uma classe mais baixa, pois devido aos menores coeficientes de importância, os esforços finais virão diminuídos, em consequência da diminuição das acelerações espectrais); o local de implantação considerado foi Sagres, que se situa na pior zona do país em termos de condições sísmicas. Todas estas considerações foram feitas de modo a obter comportamentos o mais gravosos possíveis. Em projeto tem de se analisar a situação e ponderar acerca das várias opções possíveis.

## **7.2 TRABALHOS FUTUROS**

O tema da sísmica é muito vasto, podendo abranger várias vertentes, ficando aqui algumas sugestões.

Foi efetuada, de um modo geral, uma análise sísmica à estrutura, tendo em conta os principais aspetos do seu comportamento. Mas este comportamento foi específico para estas condições. Tem-se como exemplo que, nas torres treliçadas, os apoios foram considerados perfeitamente encastrados ao nível do solo de fundação. Numa outra análise, poder-se-ia analisar qual a influência da interação entre o solo e a estrutura, considerando para o efeito molas com rigidezes criteriosamente adaptadas ao tipo de terreno, em lugar dos apoios rígidos. As estruturas também foram analisadas considerando as pernas enterradas. Uma segunda análise poderia ser feita tendo em conta que as mesmas se situavam acima do solo.

As ligações entre os elementos estruturais, tanto ao nível das torres, como ao nível dos mastros foi um tema aqui descartado, sendo que as mesmas foram consideradas rígidas entre os elementos das torres, e os mastros foram considerados como um só elemento contínuo em altura. No entanto, o projeto de ligações é importante, podendo ter uma maior ou menor influência no comportamento estrutural. Seria interessante analisar o comportamento sísmico considerando a influência das ligações.

Tema também extremamente vasto (principalmente quando se refere a dinâmica) é a estabilidade. Seria interessante avaliar a estabilidade global das estruturas sob ação sísmica, de modo a avaliar qual seria a sua carga crítica, visto que esta pode ser diferente da obtida numa análise estática.

A análise espectral conduziu a resultados diferentes da análise temporal, o que prova que há aqui uma discrepância entre a realidade e o previsto no regulamento, pois os resultados foram bastante mais graves segundo a análise temporal. O número de sismos aqui escolhidos foi bastante limitado por uma questão de tempo. Seria interessante fazer um estudo estatístico tendo por base várias dezenas de acelerogramas, devidamente escalados para a zona de implantação da estrutura, e formar uma envolvente que constituiria o espectro de cálculo a usar. Deste modo, estar-se-ia perante uma análise mais próxima da realidade.





## Bibliografia

- ANTUNES, A.** *Mastros Tubulares*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008
- AMIRI, G.** et al. *Earthquake Amplification Factors for Self-supporting 4-legged Telecommunication Towers*. World Applied Sciences Journal 2, IDOSI Publications, 2007
- Ârede, António.** Apontamentos de Dinâmica de Estruturas, FEUP, 2013
- C.A. Mendonça and R.C. Barros.** *The Dynamic Behavior and its Influence on Designing a Guyed Tower*, 14th International Conference on Civil Structural and Environmental Engineering Computing, Cagliari–Sardinia–Italy, 3-6 September 2013
- CHOPRA, A.** *Dynamics of Structures – Theory and applications to Earthquake Engineering*, Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007
- CLOUGH, PENZIEN** *Structural Dynamics*, McGraw-Hill, New York, 1975
- Efthymioul, E.** et al. On the response of steel lattice telecommunication masts under environmental actions and seismic loading. Institute of Metal Structures, Thessaloniki, Greece. 2009
- EN 1990** *Bases para projeto de estruturas*, LNEC, 2002
- EN 1991-1-1** *Ações em estruturas: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, LNEC, 2002
- EN 1998-1** *Projetos de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, LNEC, Lisboa, 2010
- EN 1998-6** *Projetos de estruturas para resistência aos sismos: Regras para torres, mastros e chaminés*
- Gunathilaka, A.** et al. *Analysis and Design of Telecommunication Towers for Earthquake Loading in Sri Lanka for Sustainability*, Sri Lanka Telecom PLC, 2013
- Henriques, J.** *Projeto de Torres Eólicas Reticuladas de Grande Altura (150 m)*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012
- Mendonça, C.** *Dimensionamento de torres espiadas de grande altura*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- Shah, J; Desai, K;** *Seismic Analysis of Tall Tv Tower Considering Different Bracing Systems*, International Journal of Engineering
- SMITH, B.W.** *Communication Structures*, Thomas Telford Ltd, London, 2007
- Razak, Z.** et al. *Seismic Behaviour Of 4-Legged Self-Supporting Telecommunication Towers Considering Earthquake Effects In Malaysia*, Malaysian Journal of Civil Engineering, 2012
- TIA-222-G** *Structural Standard for Antenna: Supporting Structures and Antennas*, Telecommunications Industry Association, Arlington VA, 2006
- Vidya, M; Abhijeet C.;** *Structural Response of Lattice Steel Masts for Seismic Loading*, Journal of Mechanical and Civil Engineering

- [1] <http://www.freewtc.com/products/telecom-tower-2338-42387.htm>
- [2] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1059085>
- [3] <http://simpletowers.com/towers.html>
- [4] <http://www.staffordengineeringsystems.co.uk/data/tower/fli/www.fli.co.uk/pTowersWG.php>
- [5] [http://jananias.blogspot.pt/2012\\_08\\_20\\_archive.html](http://jananias.blogspot.pt/2012_08_20_archive.html)
- [6] <http://www.sfsepehr.com/Sohail/elcentro.htm>
- [7] [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database)
- [8] [http://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo\\_de\\_Kobe](http://pt.wikipedia.org/wiki/Sismo_de_Kobe)
- [9] [http://en.wikipedia.org/wiki/1994\\_Northridge\\_earthquake](http://en.wikipedia.org/wiki/1994_Northridge_earthquake)

## **ANEXOS:**

**A1**

**A2**

**A3**

## **ANEXO A1**

1- Sismo de Northridge para massa de 1600 quilos (direção X)

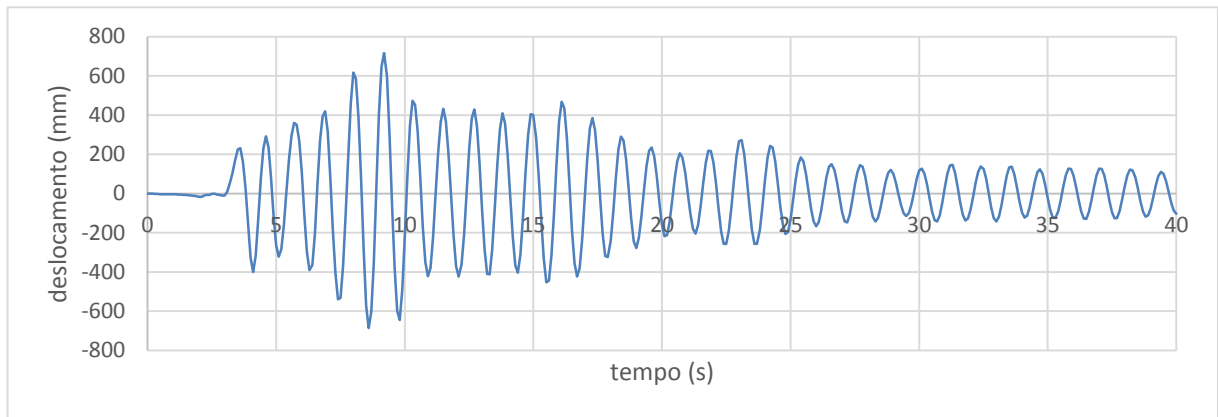


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

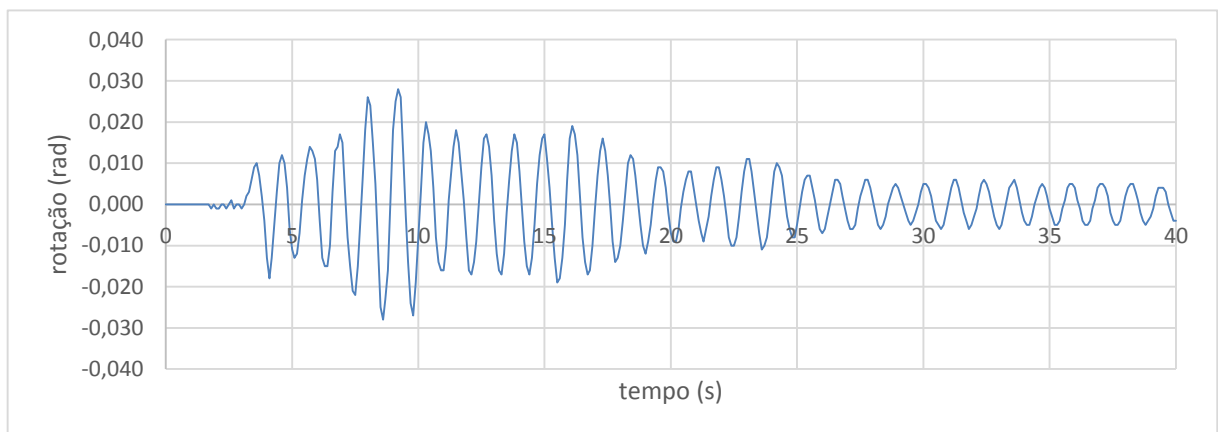


Fig.2 – Evolução das rotações de topo

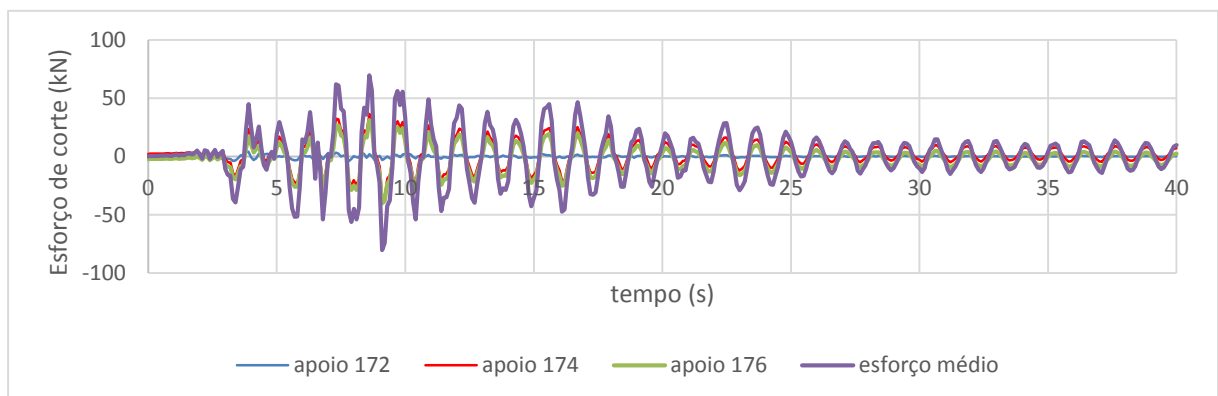


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X

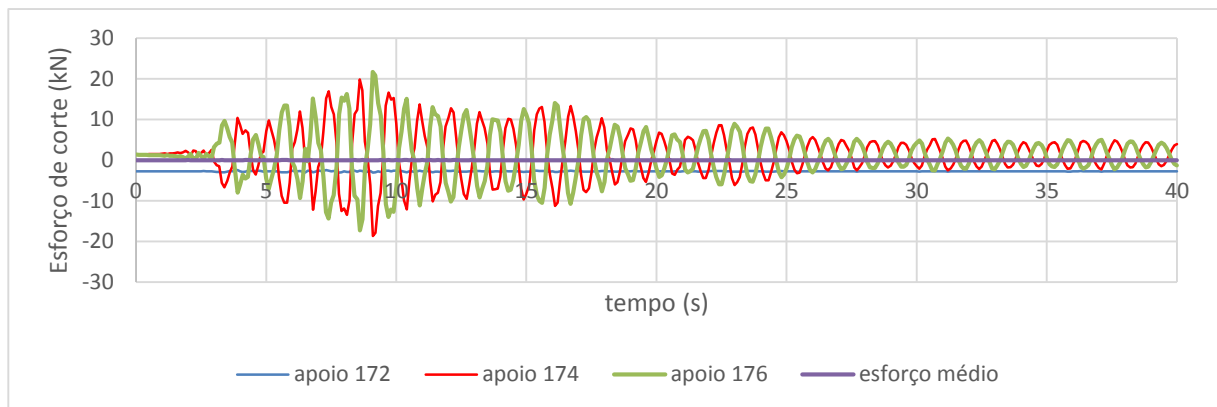


Fig.4 – Evolução do corte basal segundo a direção Y

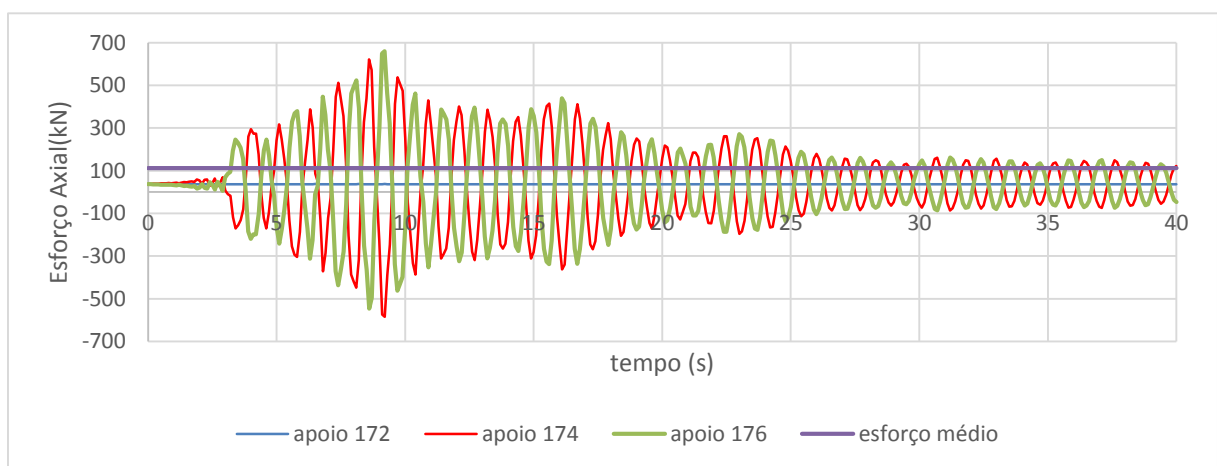


Fig.5 – Evolução dos esforços axiais nos apoios

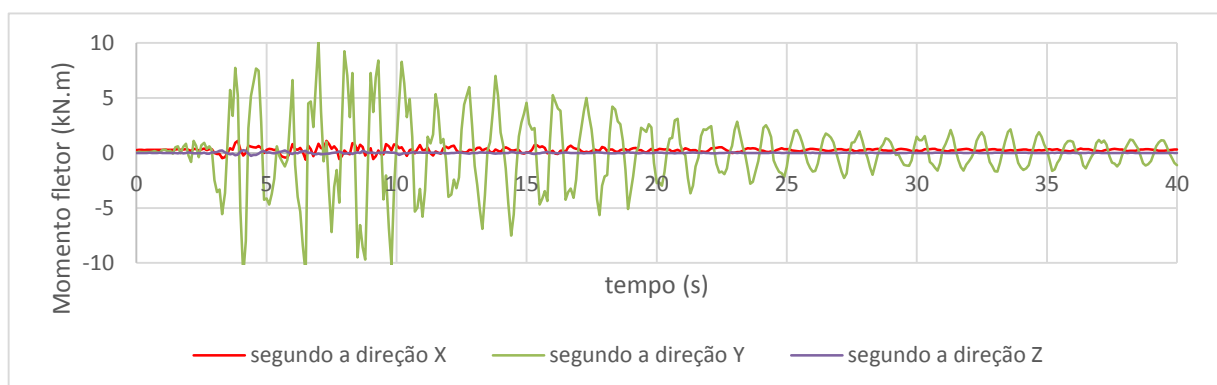


Fig.6 – Evolução dos momentos fletores nos apoios

## 2- Sismo de Northridge para massa de 1600 quilos (direção Y)

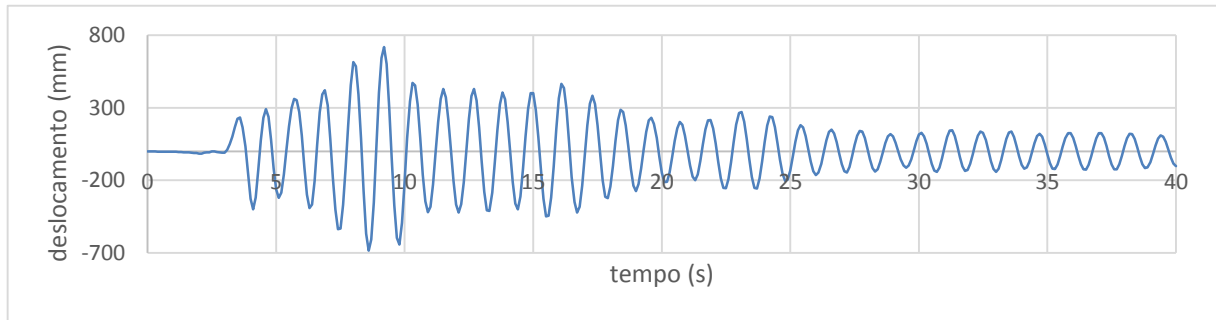


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

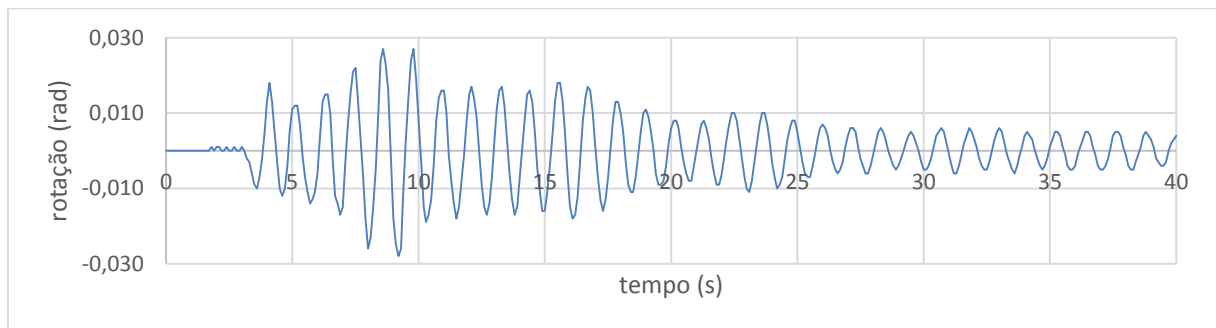


Fig.2 – Evolução das rotações de topo

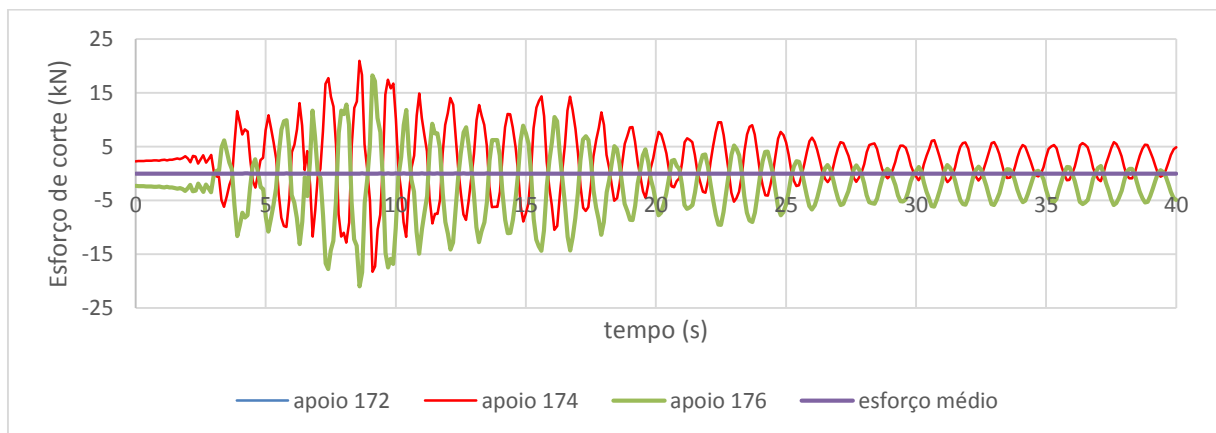


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X

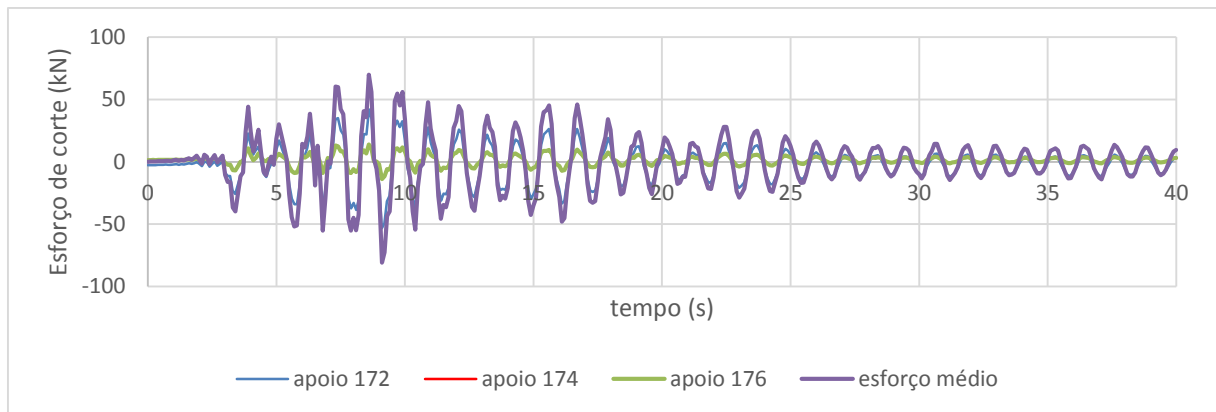


Fig.4 – Evolução do corte basal segundo a direção Y

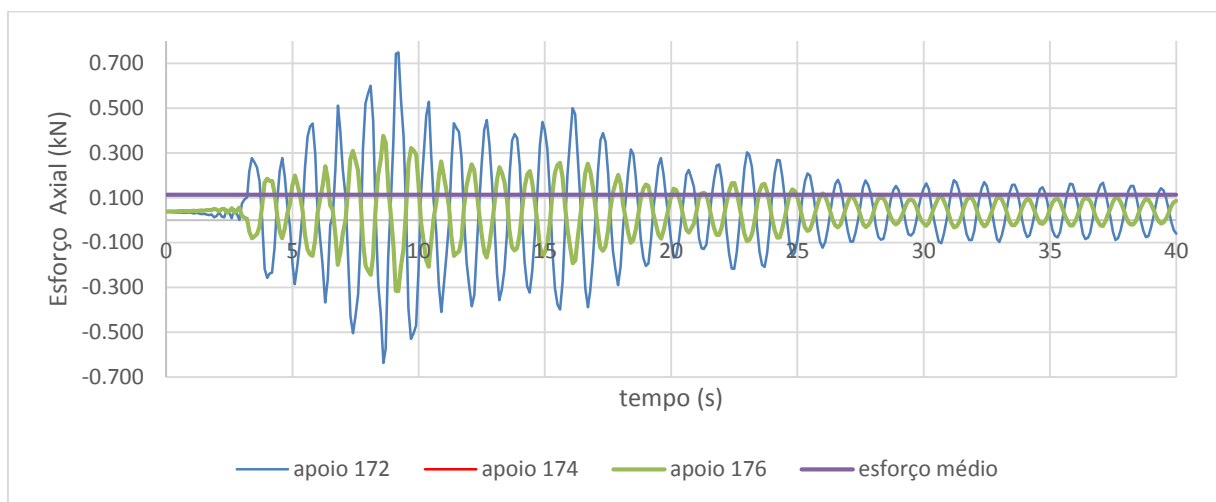


Fig.5 – Evolução dos esforços axiais nos apoios

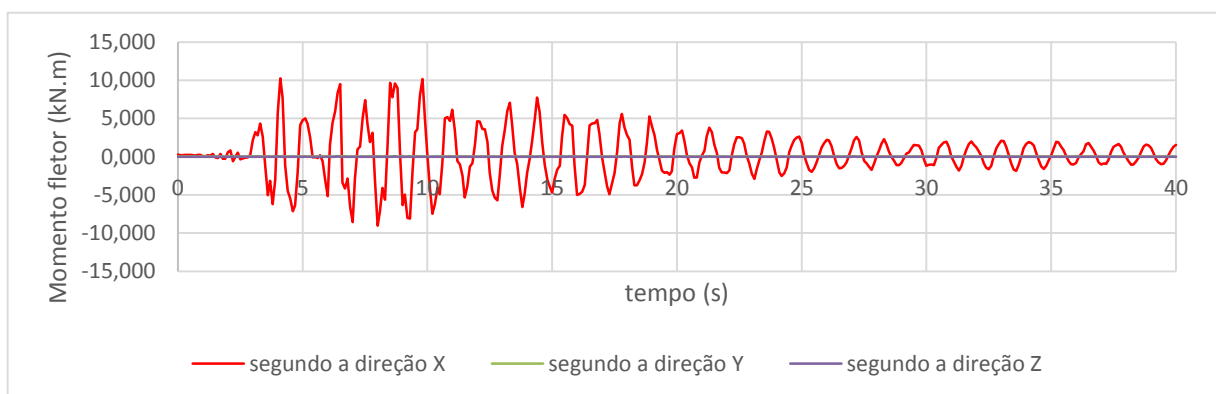


Fig.6 – Evolução dos momentos fletores nos apoios



### 3- Sismo de Kobe (massa nula-direção X)

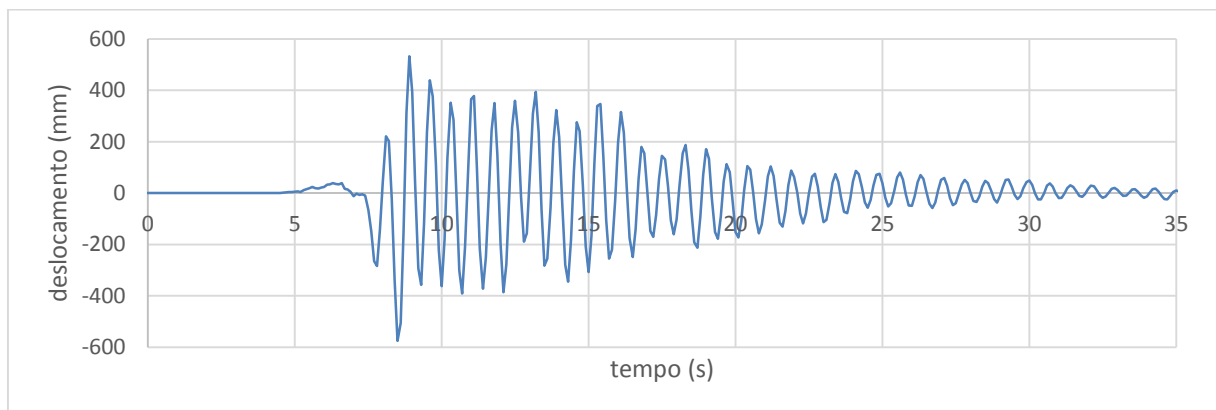


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

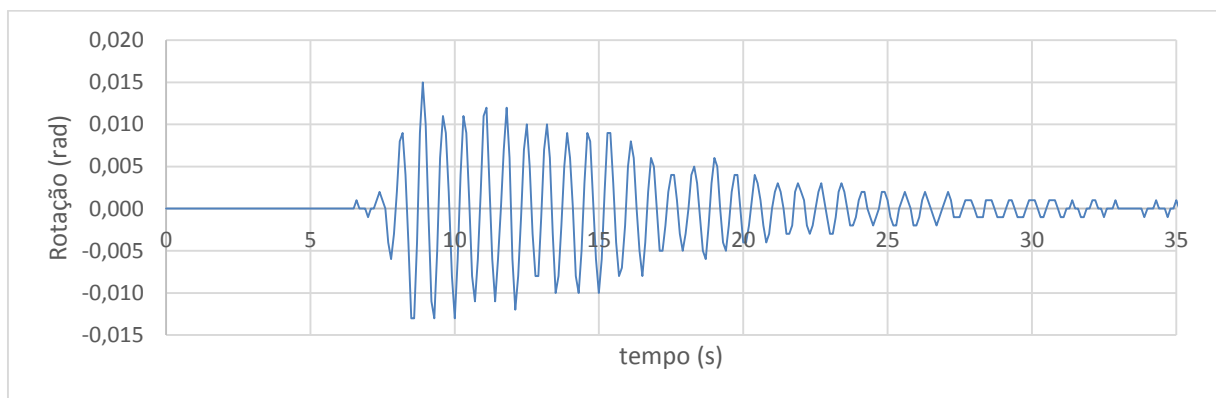


Fig.2 – Evolução das rotações de topo

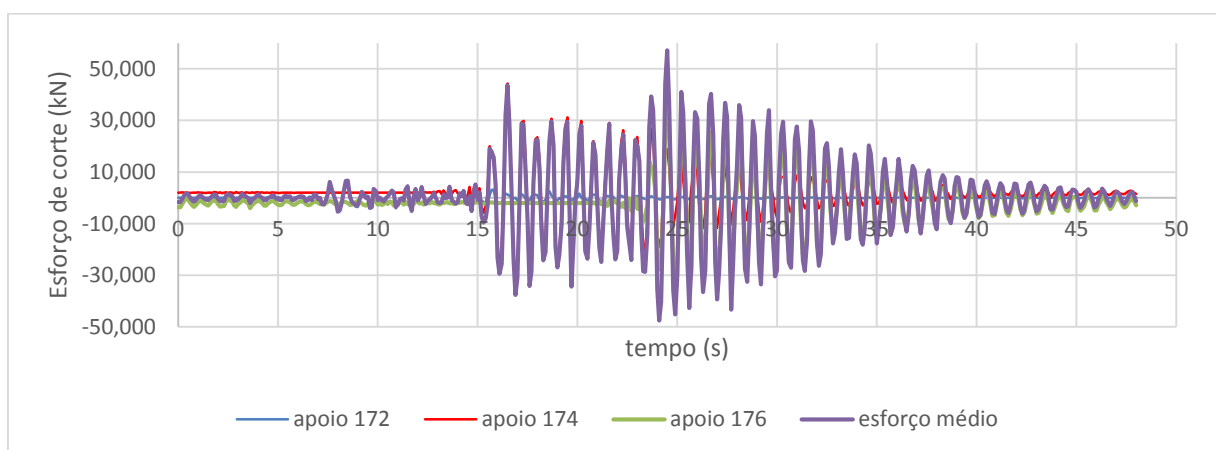
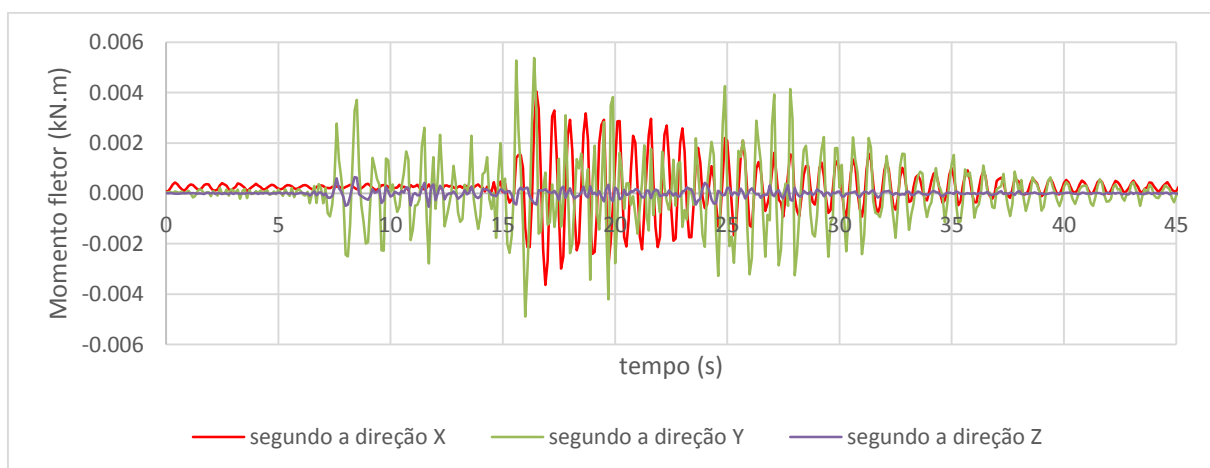
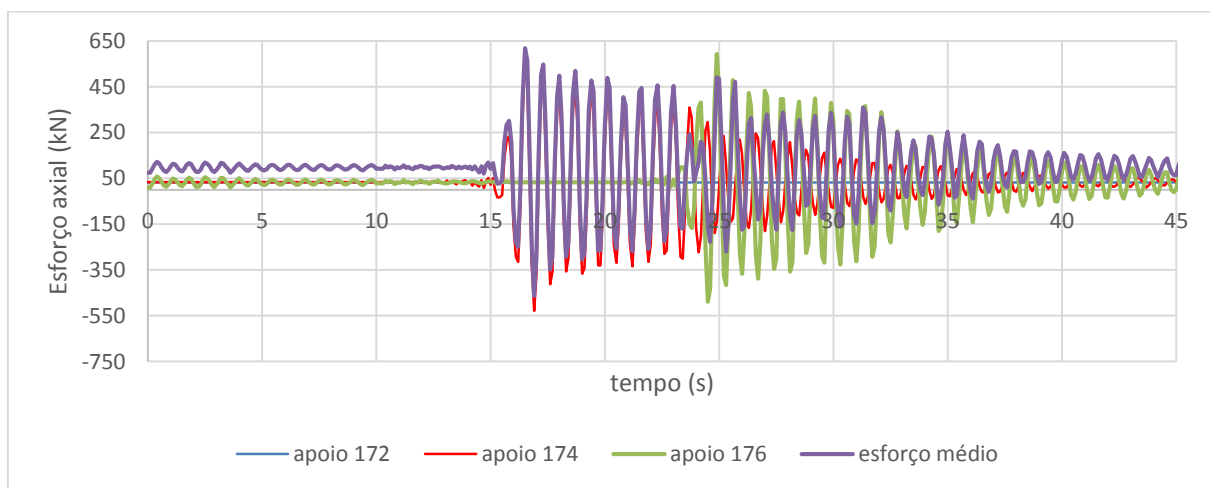
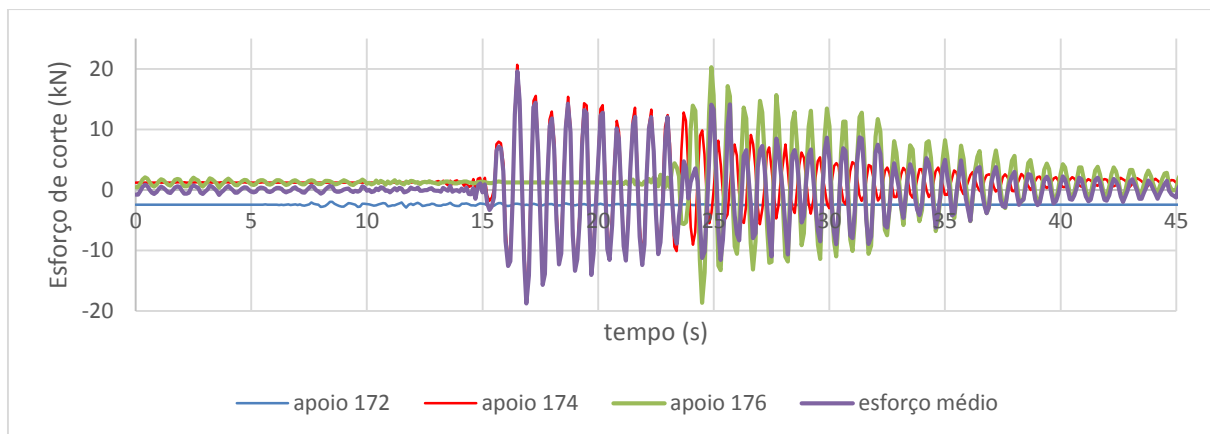


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X



#### 4- Sismo de Kobe (massa nula-direção Y)

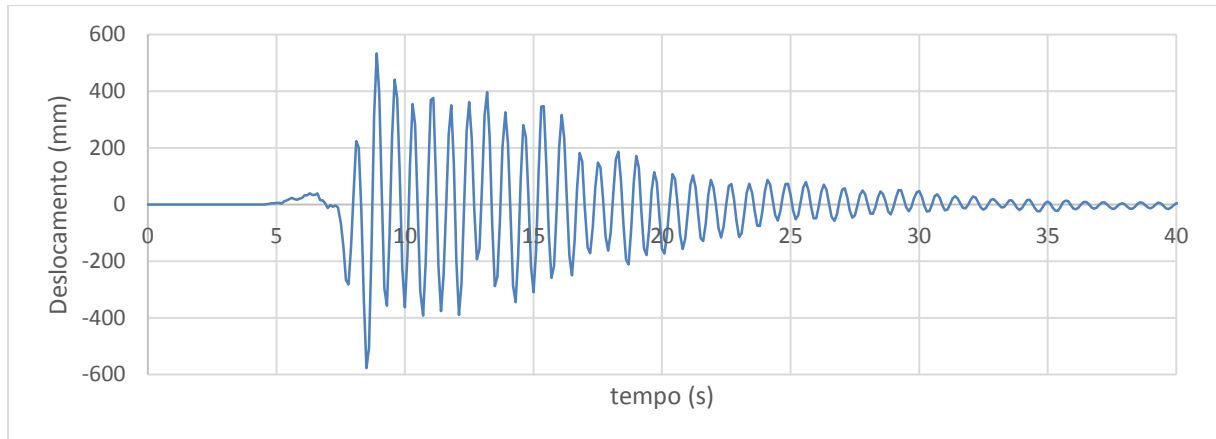


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

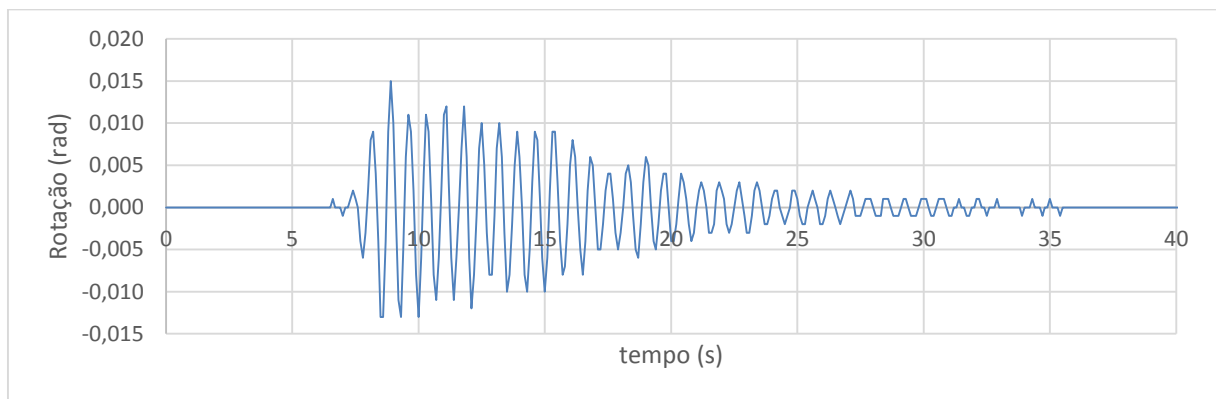


Fig.2 – Evolução das rotações de topo

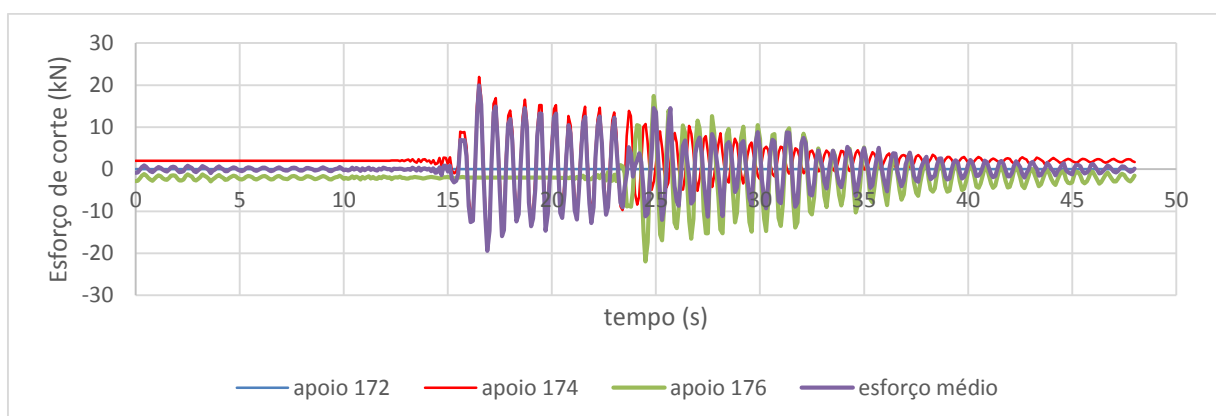


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X

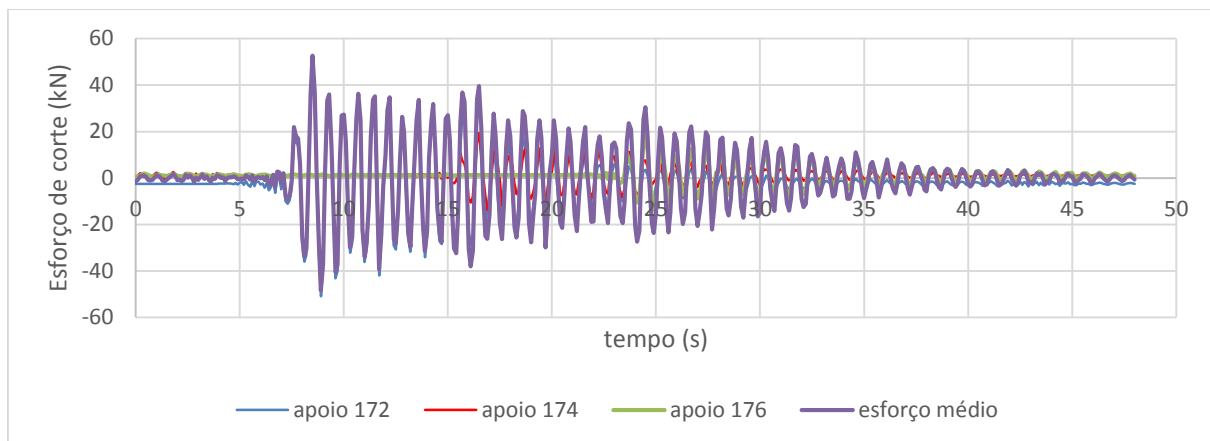


Fig.4 – Evolução do corte basal segundo a direção Y

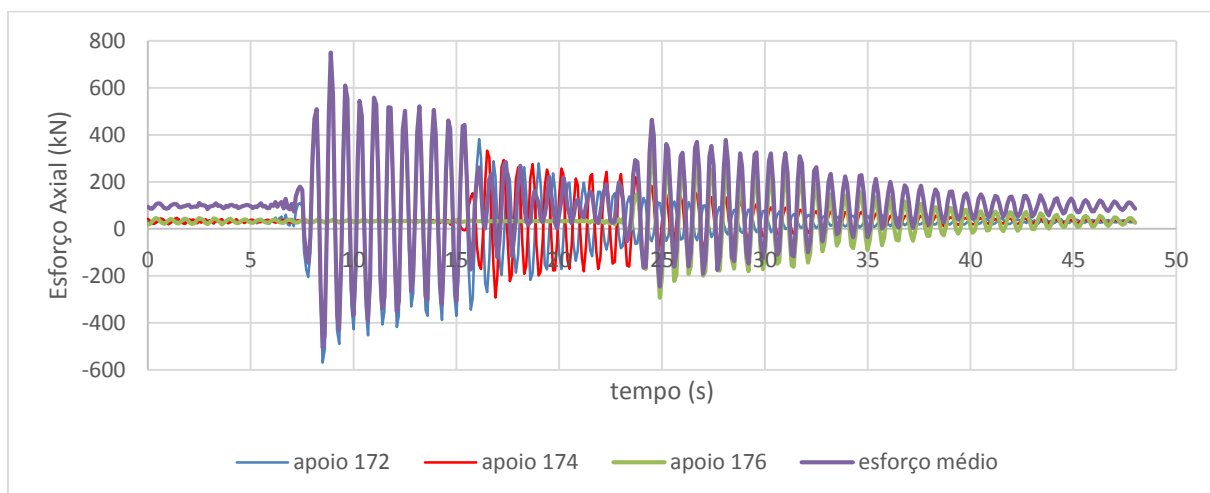


Fig.5 – Evolução dos esforços axiais nos apoios

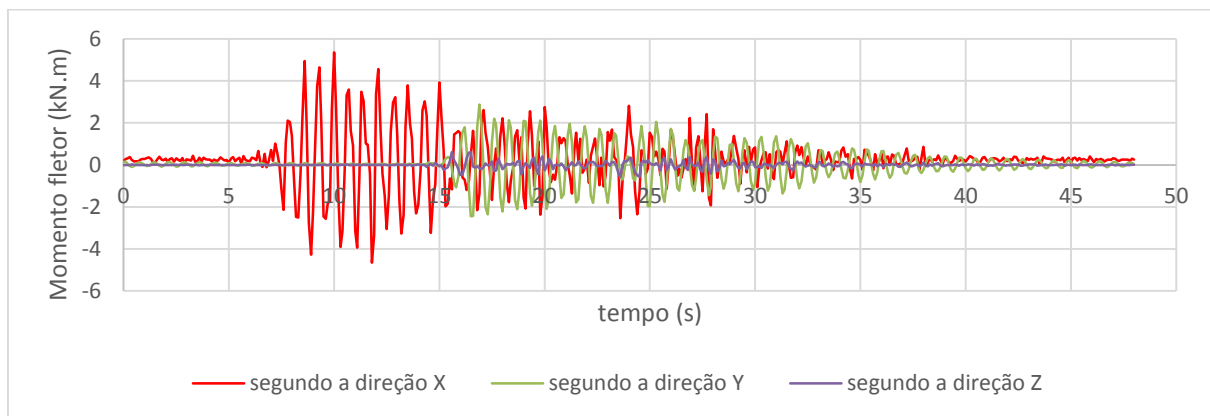


Fig.6 – Evolução dos momentos fletores nos apoios

## **ANEXO A2**

1- Sismo de Northridge (massa 1000 kg)

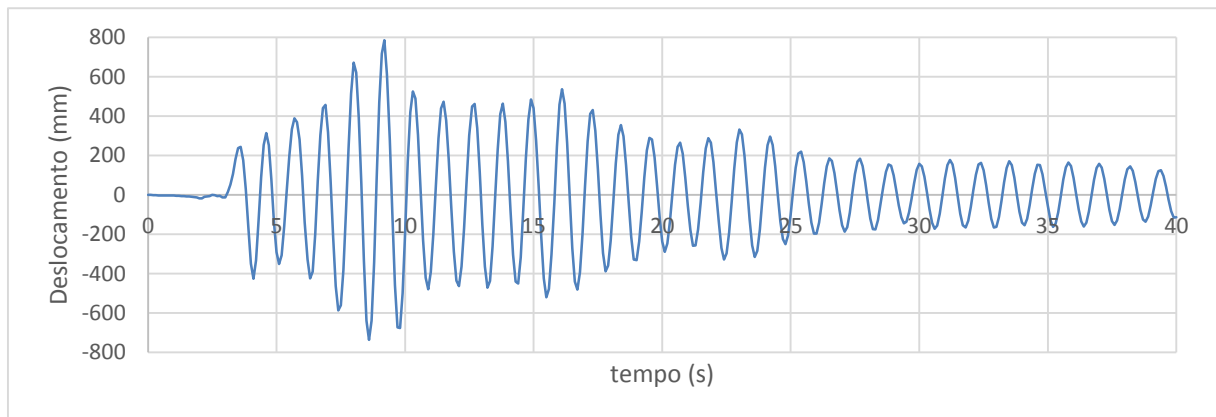


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

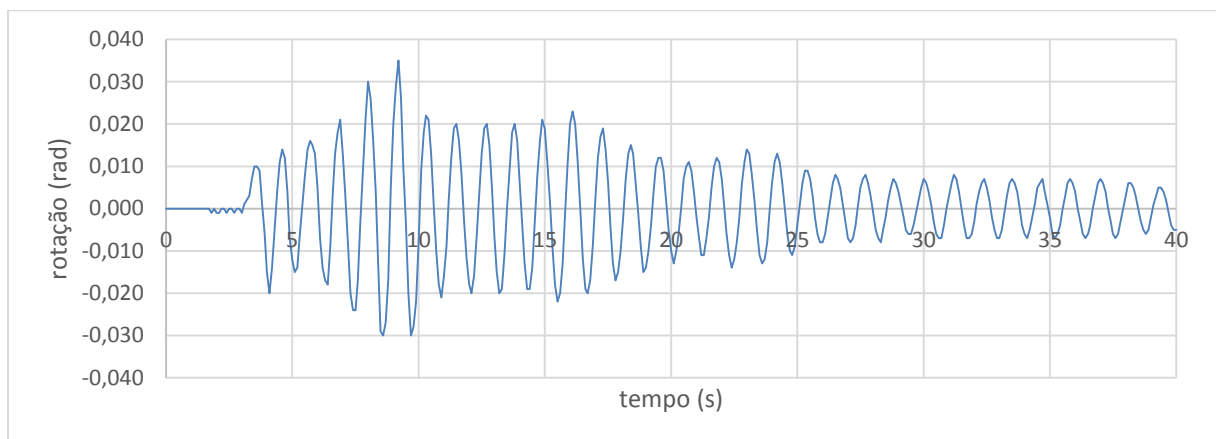


Fig.2 – Evolução das rotações de topo

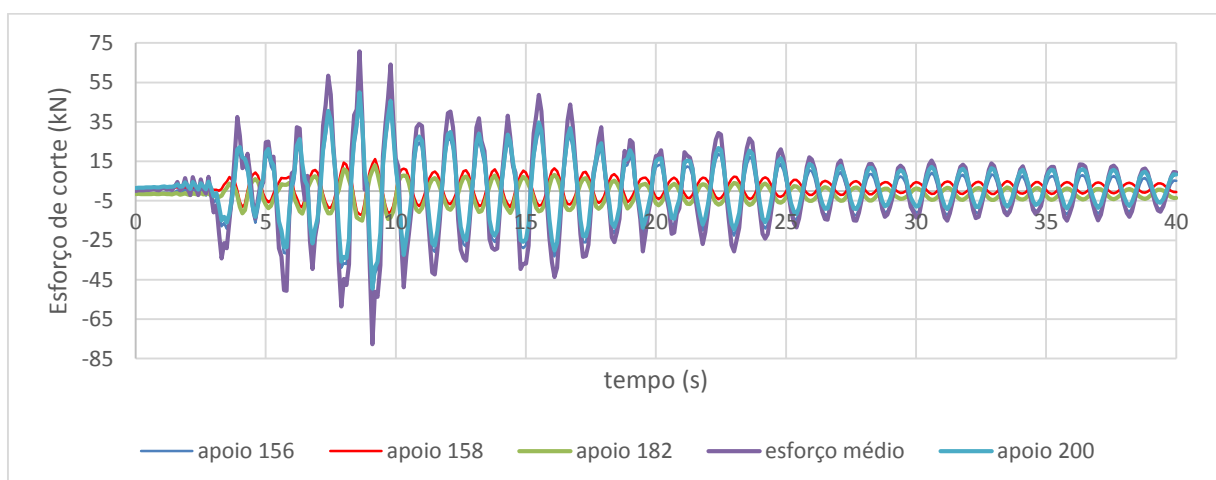


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X

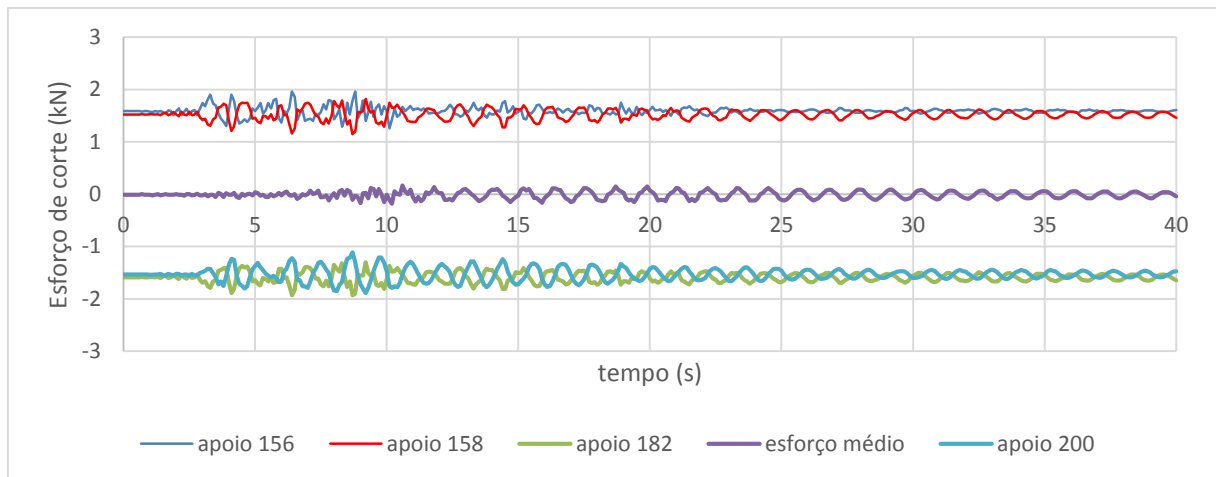


Fig.4 – Evolução do corte basal segundo a direção Y

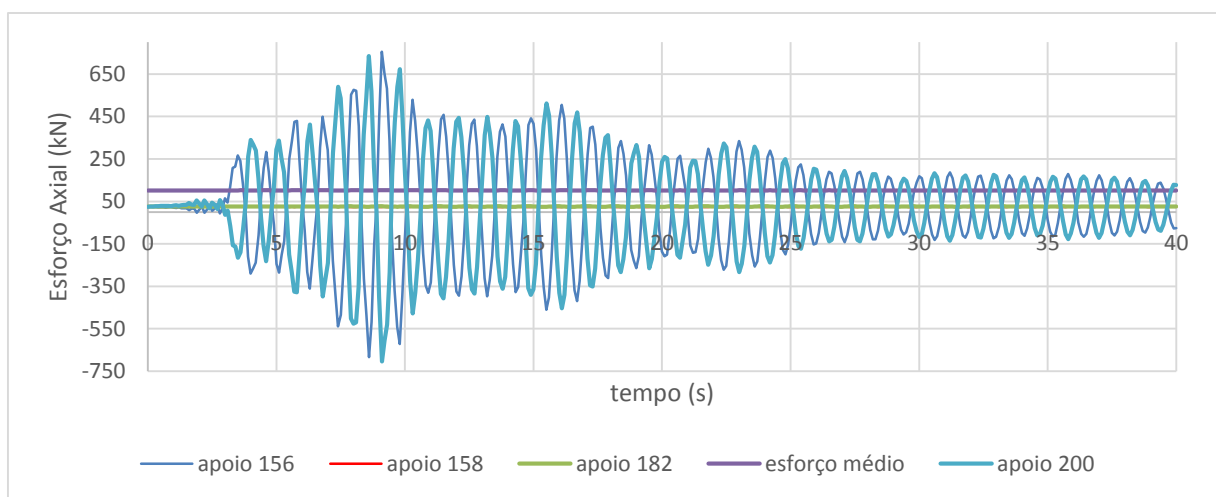


Fig.5 – Evolução dos esforços axiais nos apoios

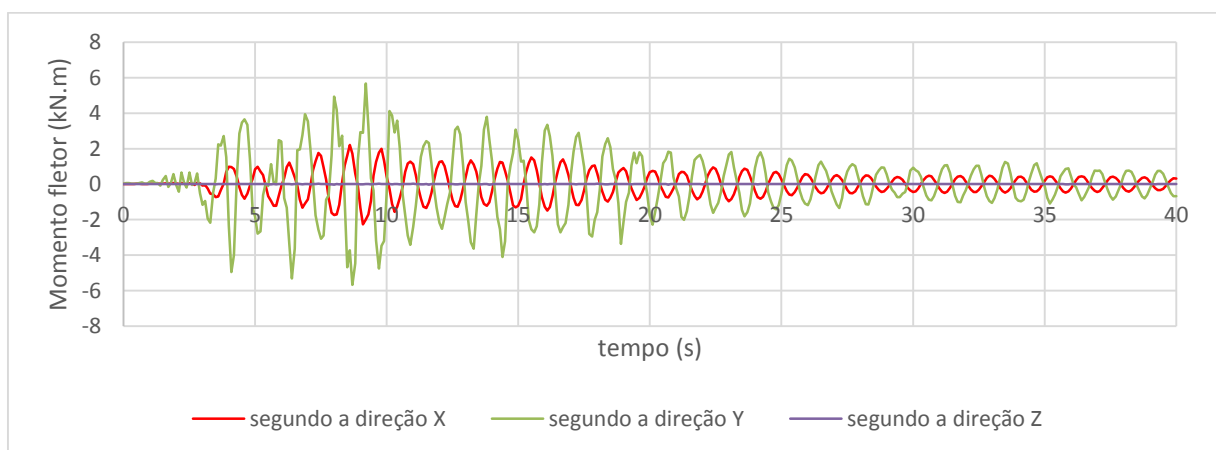


Fig.6 – Evolução dos momentos fletores nos apoios

## 2- Sismo de Kobe (massa nula)

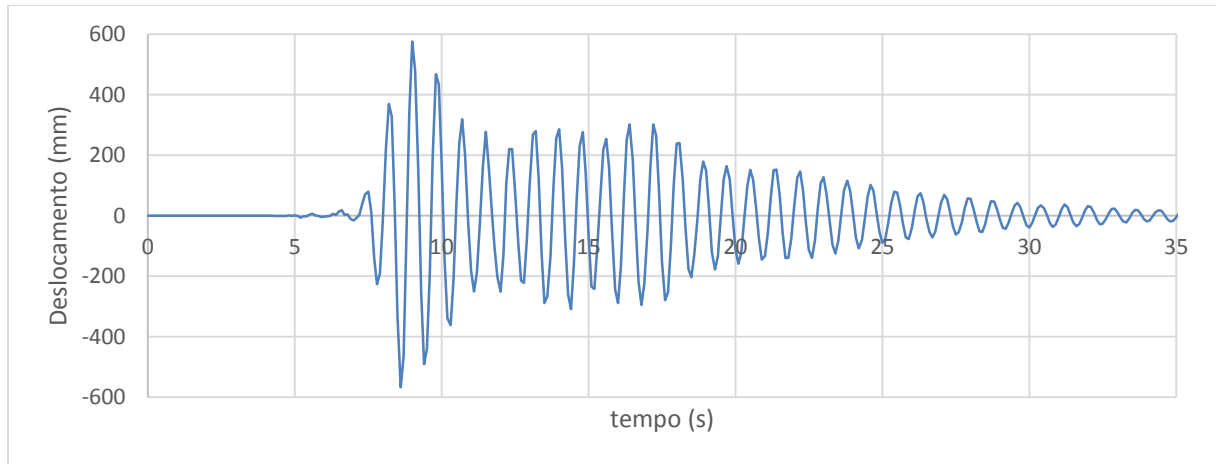


Fig.1 – Evolução dos deslocamentos de topo

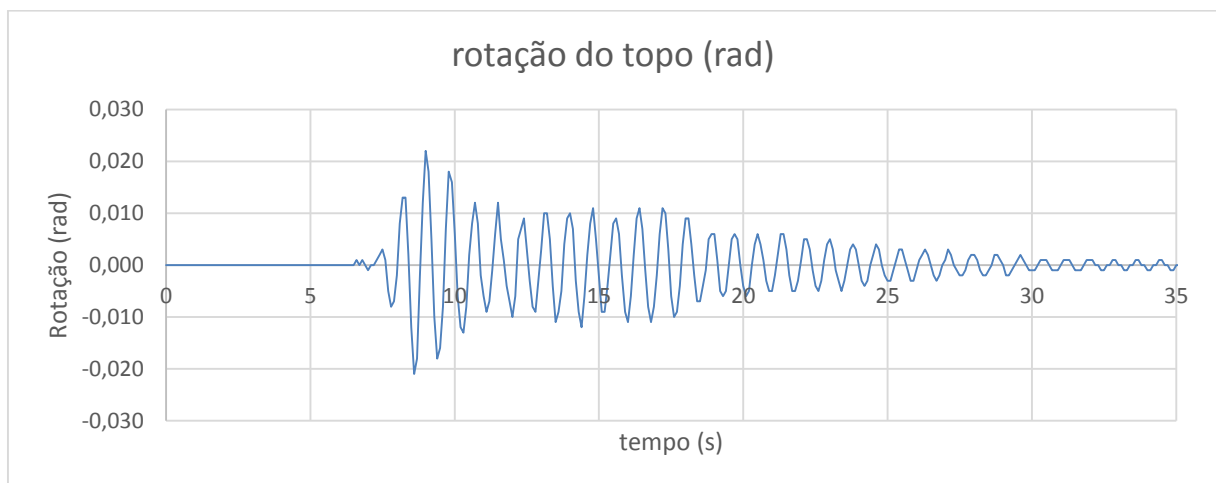


Fig.2 – Evolução das rotações de topo



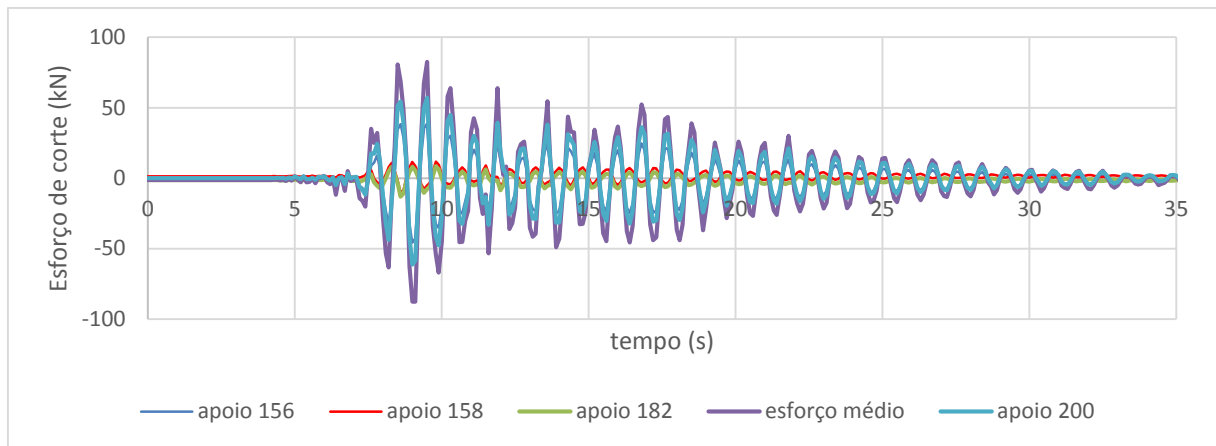


Fig.3 – Evolução do corte basal segundo a direção X

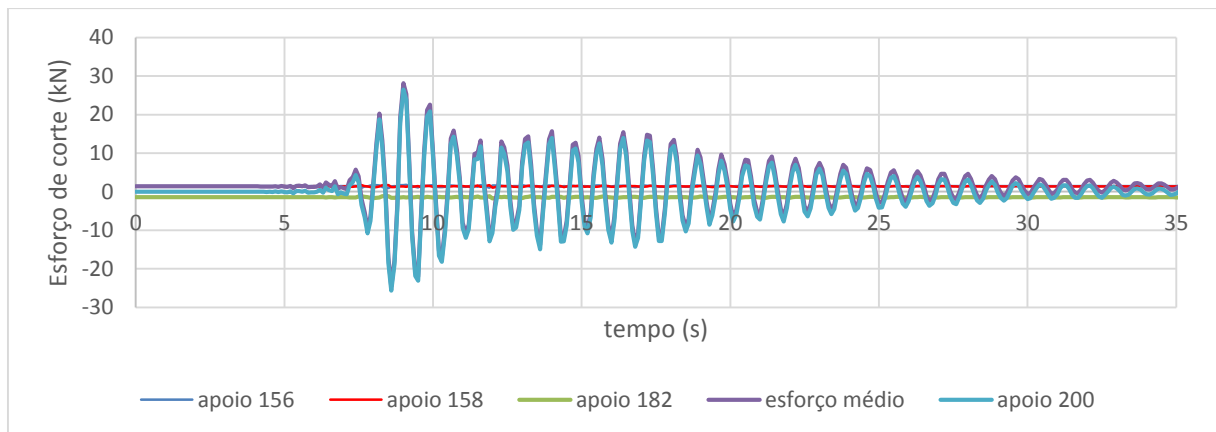


Fig.4 – Evolução do corte basal segundo a direção Y

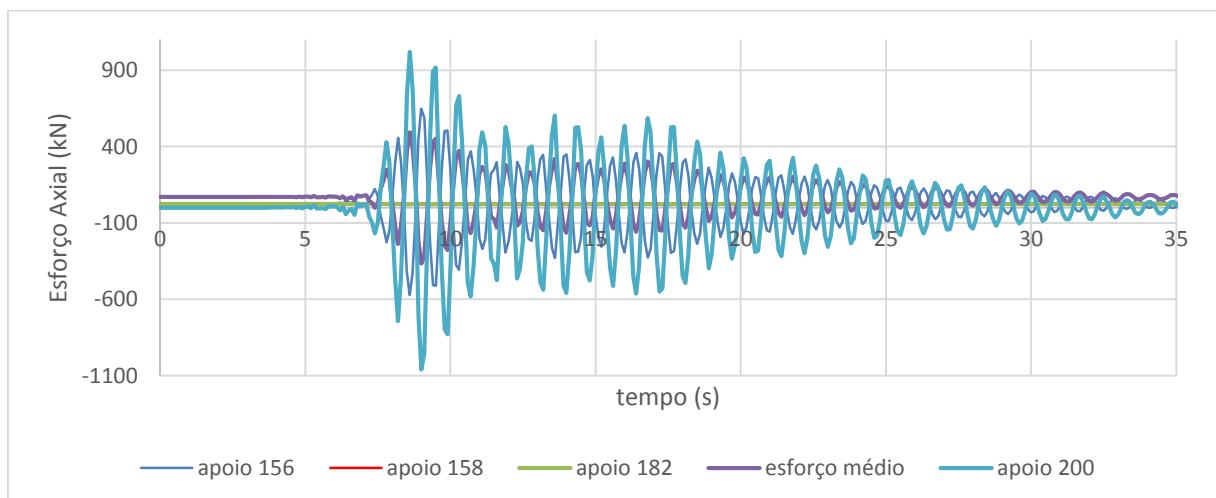


Fig.5 – Evolução dos esforços axiais nos apoios

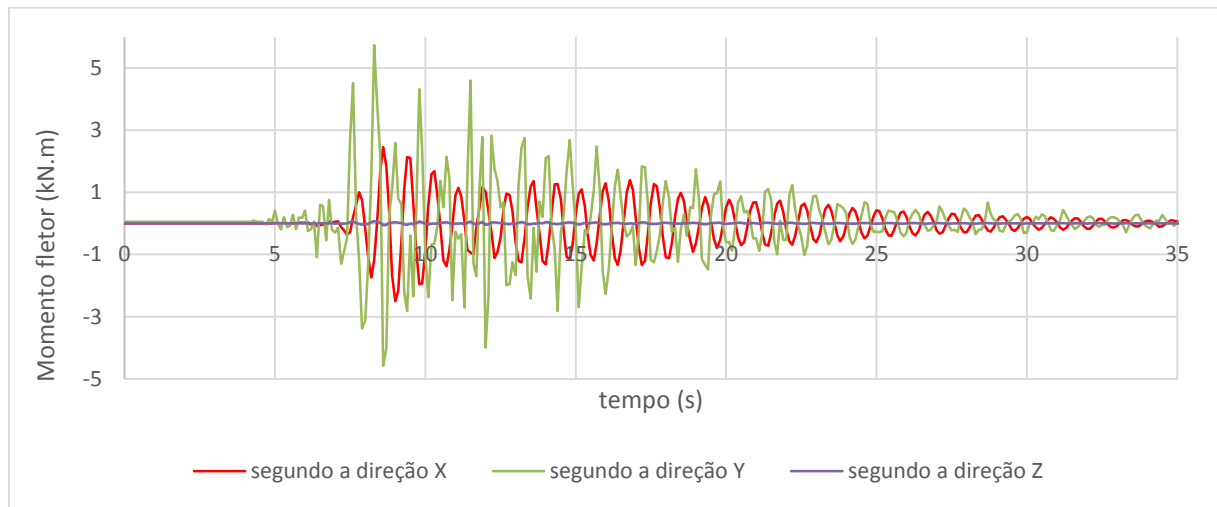


Fig.6 – Evolução dos momentos fletores nos apoios



## **ANEXO A3**

Altura (m)	$\phi$ base (mm)	$\phi$ topo (mm)	Altura do módulo 1 (m)	Espessura do módulo 1 (mm)	Altura do módulo 2 (m)	Espessura do módulo 2 (mm)	Altura do módulo 3 (m)	Espessura do módulo 3 (mm)
15	450	200	10	4	4	3	-	-
18	600	200	10	4	5	3	3	3
21	600	200	11	5	5	4	5	3
24	600	200	11	4	7	3	6	3
27	800	300	11	5	9	5	7	4
30	800	300	11	5	10	5	9	4

Tabela 1 – Características geométricas dos mastros tubulares

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 15 METROS

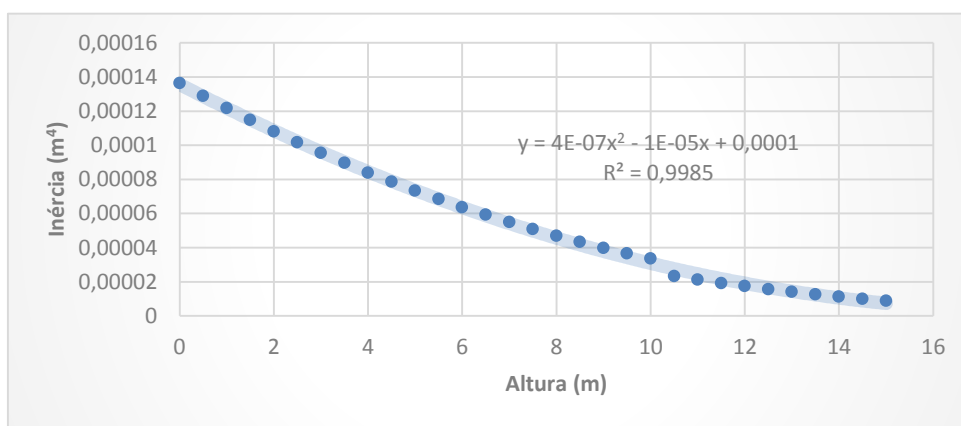


Fig. 1 – Inércias das secções em função da altura

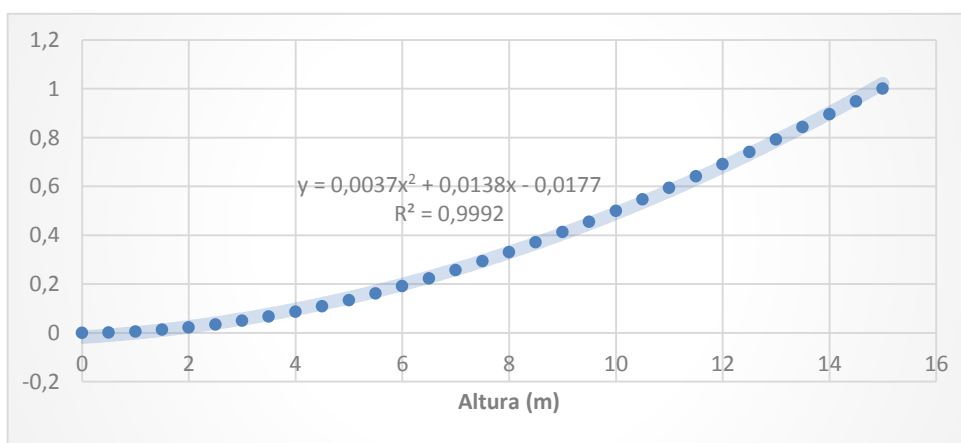


Fig. 2 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)

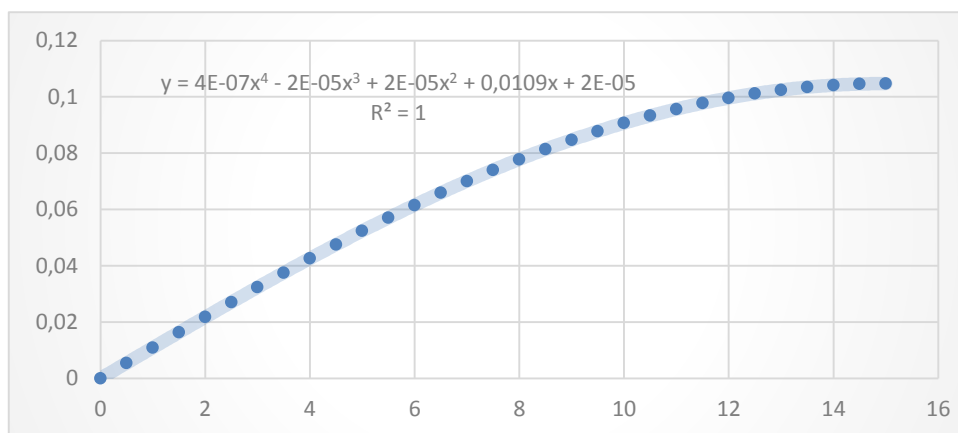


Fig. 3 – Derivada da função de forma

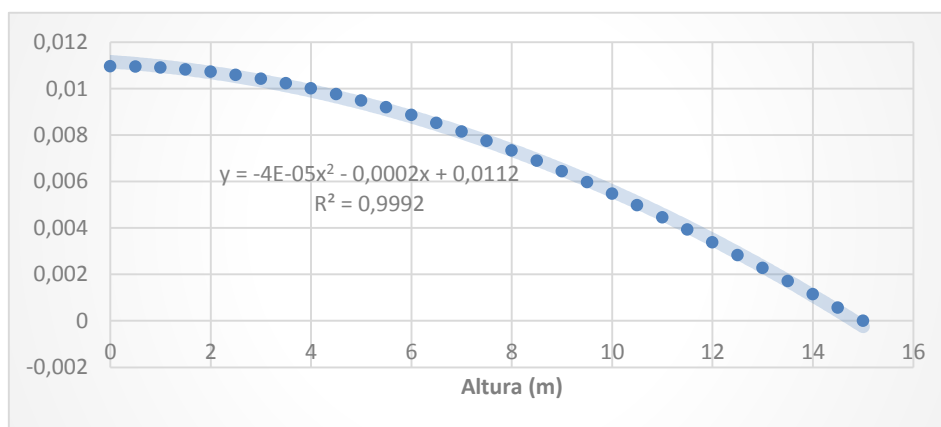


Fig. 4 – Segunda derivada da função de forma

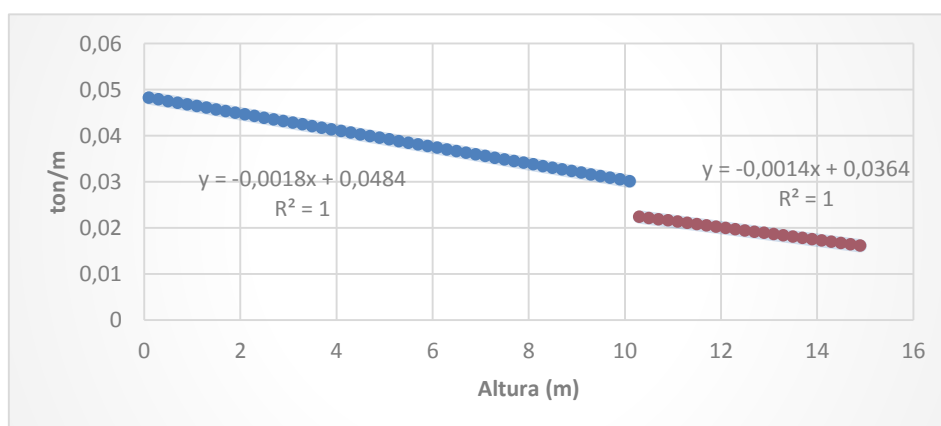


Fig. 5 – Função da massa distribuída

	Massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
L (ton)	0.14	0.34	0.54	0.74	0.94	1.14	1.34	1.54	1.74	1.94	2.14	2.34	2.54
$I^0$ (ton.m)	1.4	4.4	7.4	10.4	13.4	16.4	19.4	22.4	25.4	28.4	31.4	34.4	37.4
$m^*$ (ton)	0.08	0.28	0.48	0.68	0.88	1.08	1.28	1.48	1.68	1.88	2.08	2.28	2.48
$k^*$ (kN/m)	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3
$\Gamma$	1.73	1.21	1.12	1.08	1.07	1.05	1.05	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02

Tabela 2 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 18 METROS

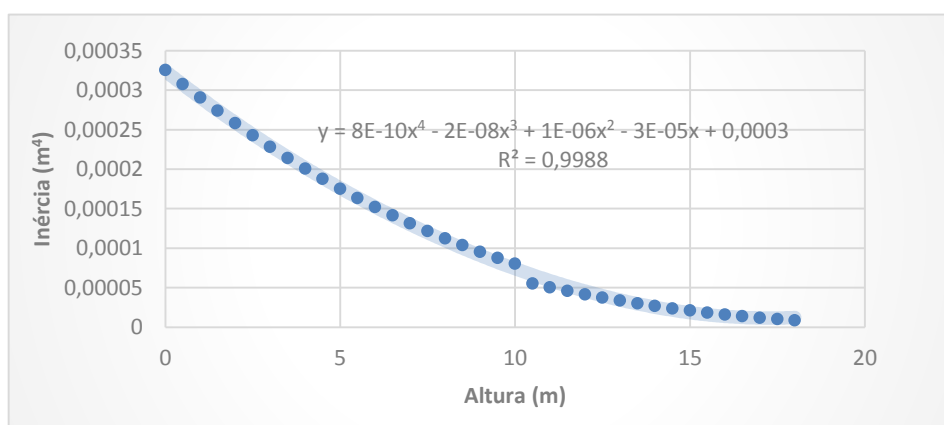


Fig. 6 – Inércias das secções em função da altura

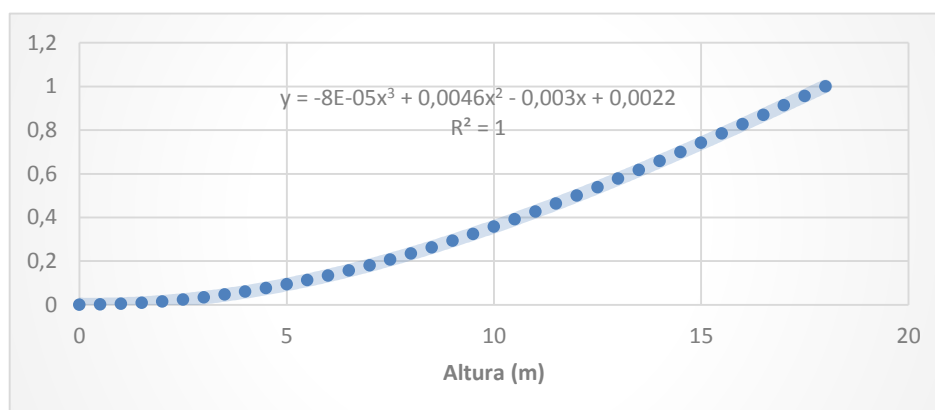


Fig. 7 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)

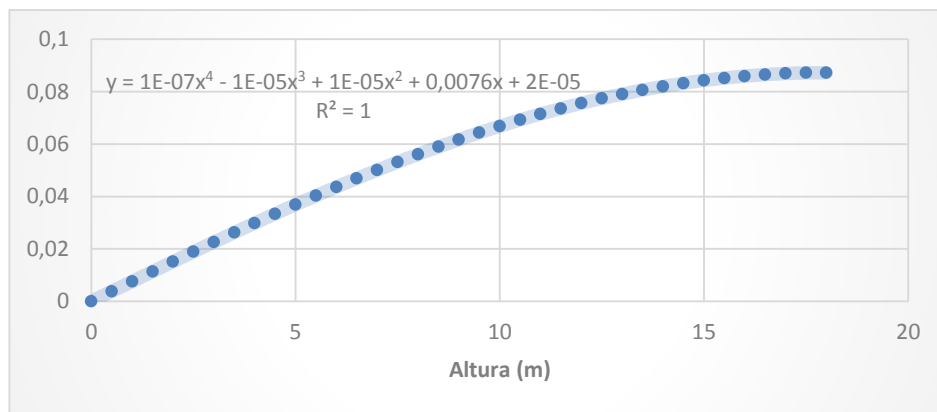


Fig. 8 – Derivada da função de forma

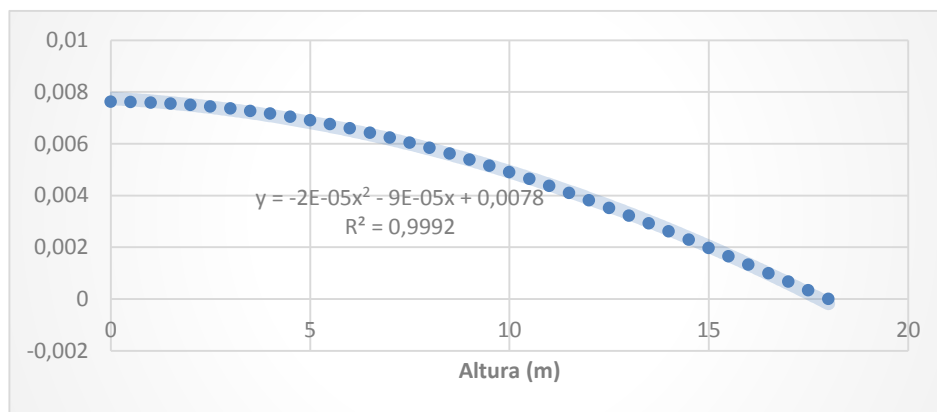


Fig. 9 – Segunda derivada da função de forma

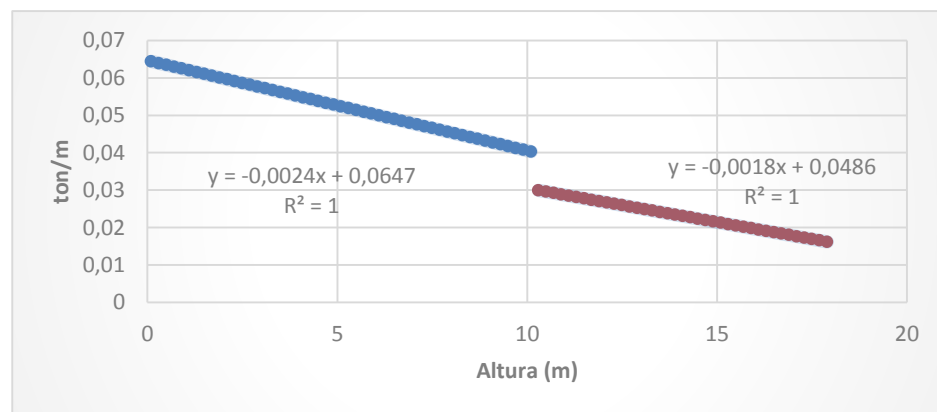


Fig. 10 – Função da massa distribuída



	massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
<b>L (ton)</b>	0.17	0.37	0.57	0.77	0.97	1.17	1.37	1.57	1.77	1.97	2.17	2.37	2.57
<b>L<sup>θ</sup> (ton.m)</b>	2.1	5.7	9.3	12.9	16.5	20.1	23.7	27.3	30.9	34.5	38.1	41.7	45.3
<b>m* (ton)</b>	0.09	0.29	0.49	0.69	0.89	1.09	1.29	1.49	1.69	1.89	2.09	2.29	2.49
<b>k* (kN/m)</b>	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8
<b>I</b>	1.94	1.29	1.17	1.12	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.04	1.04	1.04	1.03

Tabela 3 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 21 METROS

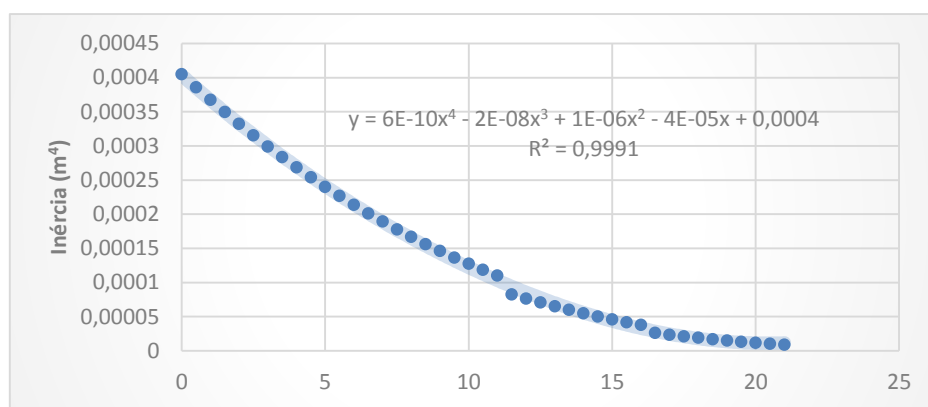


Fig. 11 – Inércias das secções em função da altura

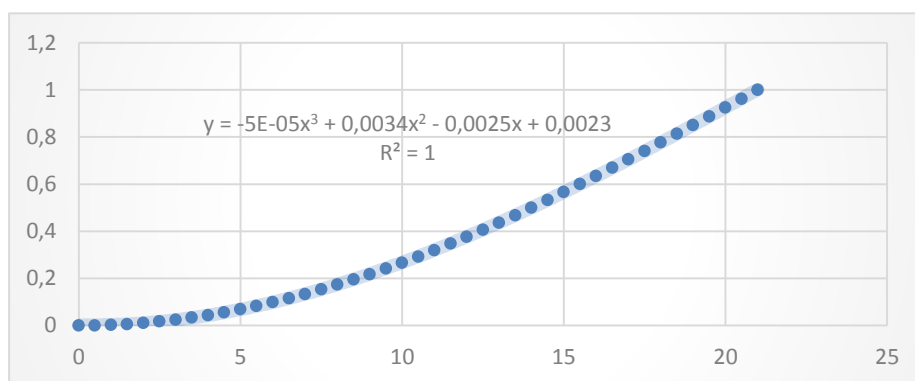


Fig. 12 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)

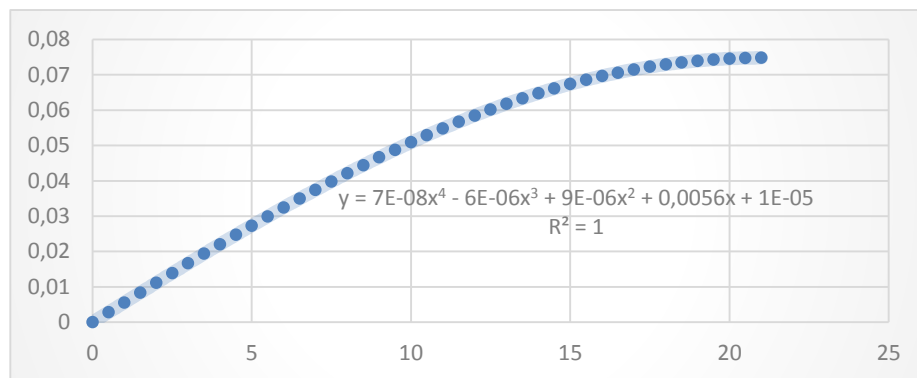


Fig. 13 – Derivada da função de forma

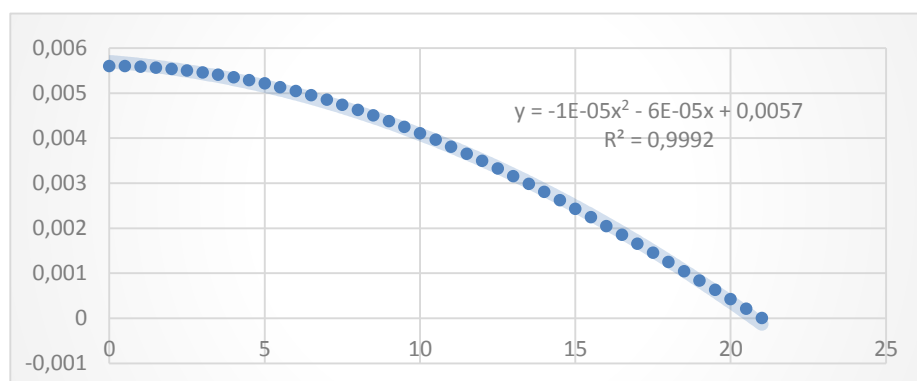


Fig. 14 – Segunda derivada da função de forma

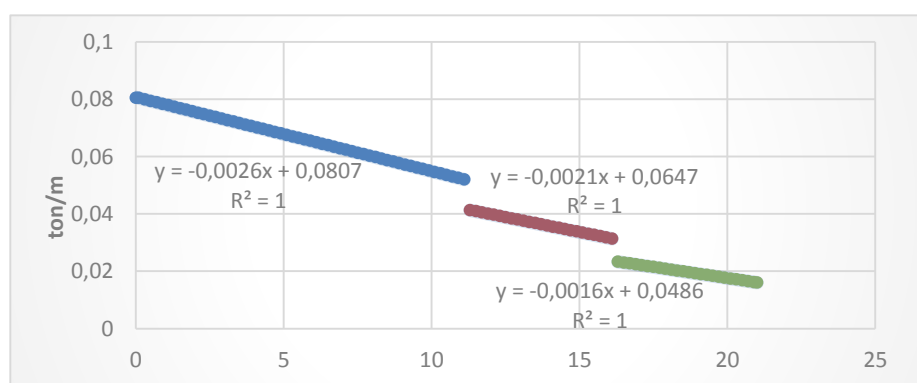


Fig. 15 – Função da massa distribuída

	massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
<b>L (ton)</b>	0.23	0.43	0.63	0.83	1.03	1.23	1.43	1.63	1.83	2.03	2.23	2.43	2.63
<b>L<sup>0</sup> (ton.m)</b>	3.1	7.3	11.5	15.7	19.9	24.1	28.3	32.5	36.7	40.9	45.1	49.3	53.5
<b>m* (ton)</b>	0.11	0.31	0.51	0.71	0.91	1.11	1.31	1.51	1.71	1.91	2.11	2.31	2.51
<b>k* (kN/m)</b>	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4
<b><i>Γ</i></b>	2.02	1.37	1.23	1.16	1.13	1.10	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.05

Tabela 4 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 24 METROS

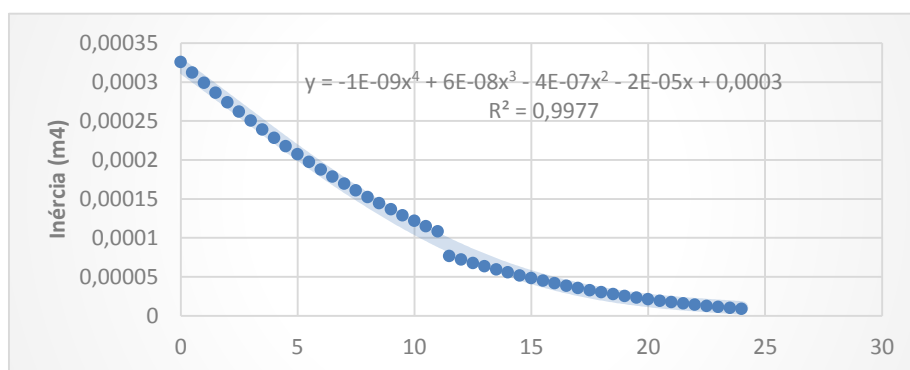


Fig. 16 – Inércias das seções em função da altura

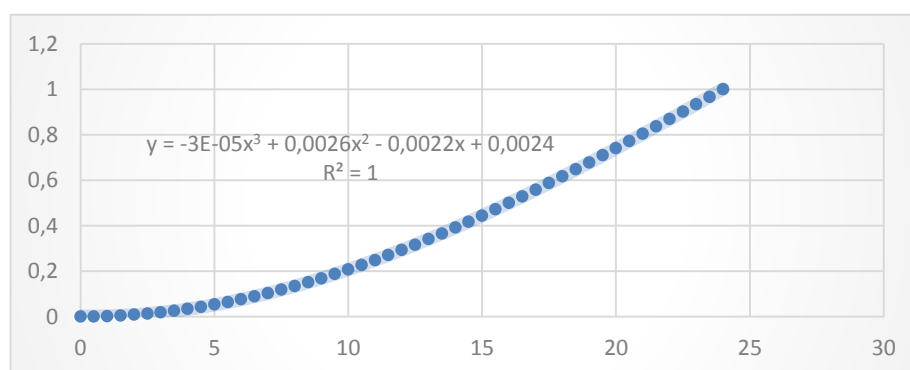


Fig. 17 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)

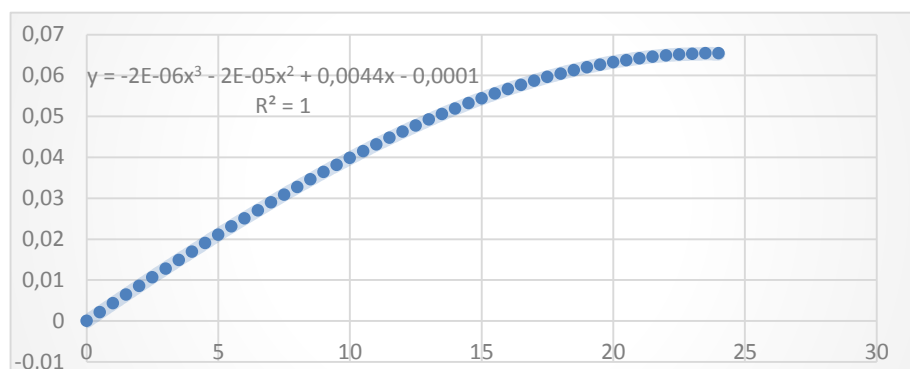


Fig. 18 – Derivada da função de forma

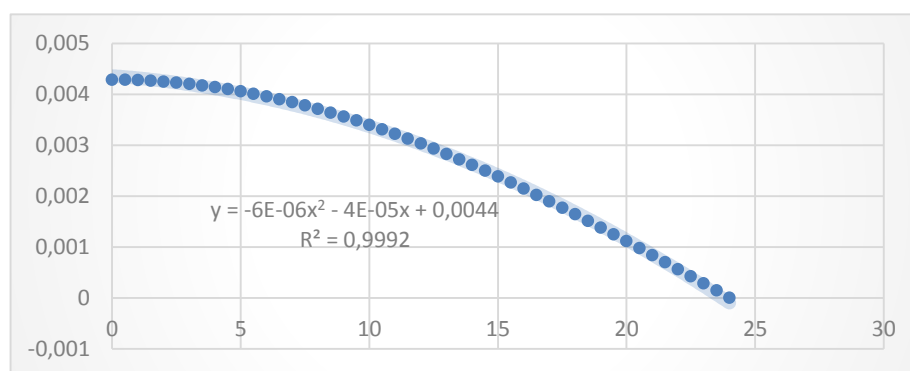


Fig. 19 – Segunda derivada da função de forma

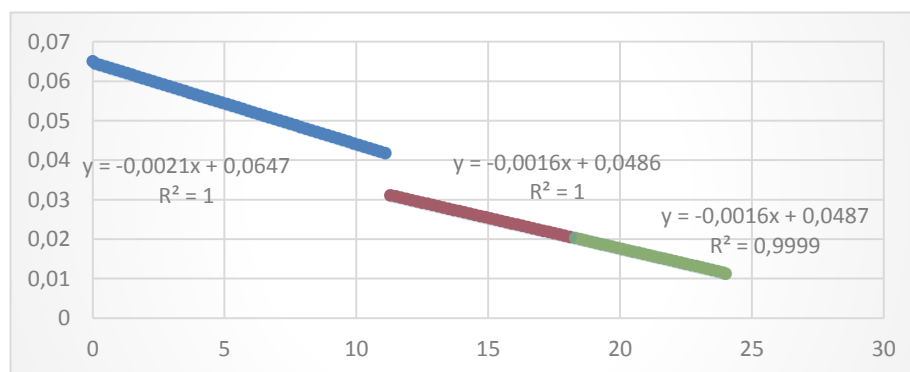


Fig. 20 – Função da massa distribuída

	massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
L (ton)	0.19	0.39	0.59	0.79	0.99	1.19	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19	2.39	2.59
L <sup>θ</sup> (ton.m)	3.0	7.8	12.6	17.4	22.2	27.0	31.8	36.6	41.4	46.2	51.0	55.8	60.6
m* (ton)	0.10	0.30	0.50	0.70	0.90	1.10	1.30	1.50	1.70	1.90	2.10	2.30	2.50
k* (kN/m)	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3	8.3
Γ	1.91	1.30	1.18	1.13	1.10	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04

Tabela 5 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 27 METROS

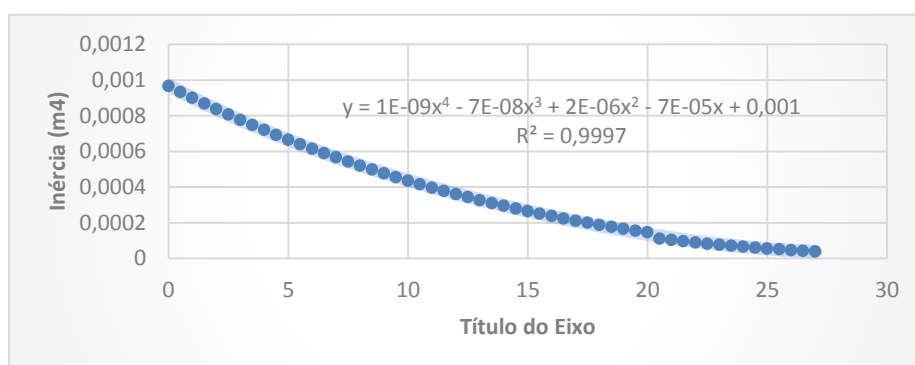


Fig. 21 – Inércias das secções em função da altura

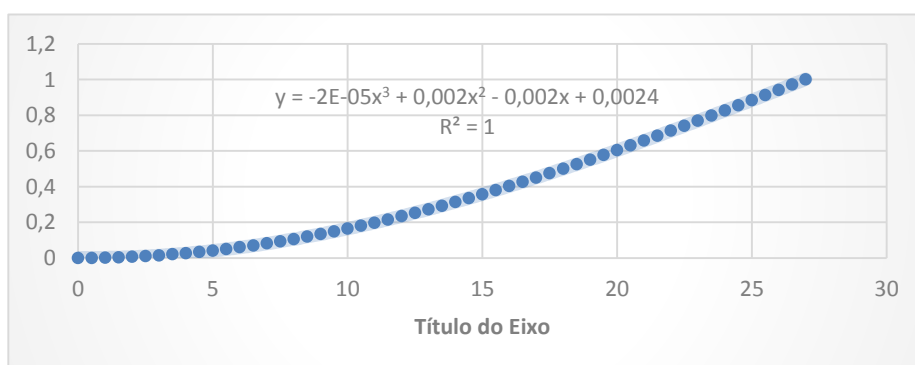
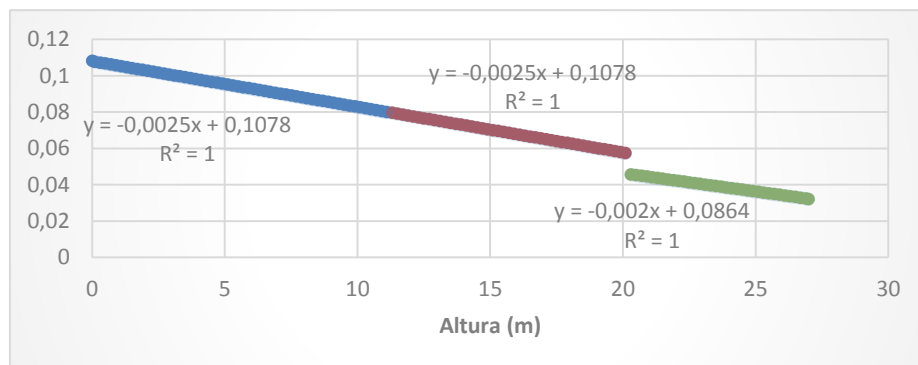
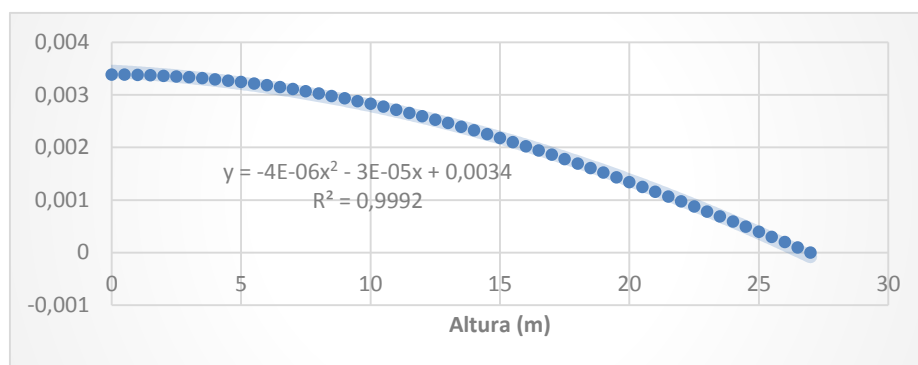
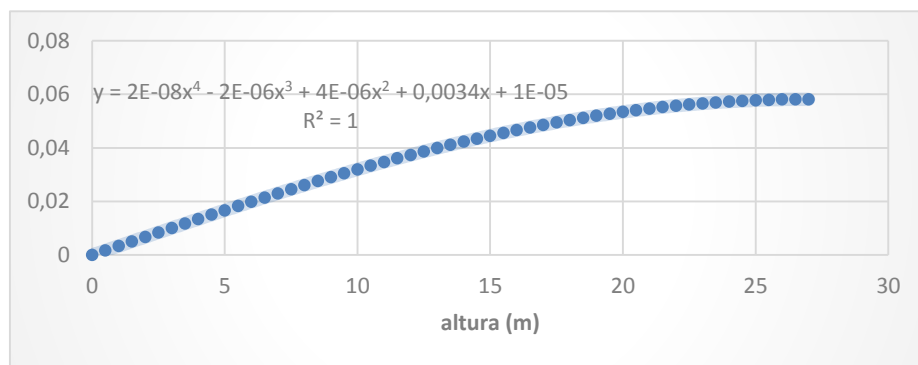


Fig. 22 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)



	massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
L (ton)	0.51	0.71	0.91	1.11	1.31	1.51	1.71	1.91	2.11	2.31	2.51	2.71	2.91
L <sup>0</sup> (ton.m)	9.4	14.8	20.2	25.6	31.0	36.4	41.8	47.2	52.6	58.0	63.4	68.8	74.2
m* (ton)	0.28	0.48	0.68	0.88	1.08	1.28	1.48	1.68	1.88	2.08	2.28	2.48	2.68
k* (kN/m <sup>2</sup> )	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1
I	1.84	1.49	1.34	1.27	1.22	1.18	1.16	1.14	1.12	1.11	1.10	1.09	1.09

Tabela 6 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

#### PARÂMETROS DE CÁLCULO DO MASTRO DE 30 METROS

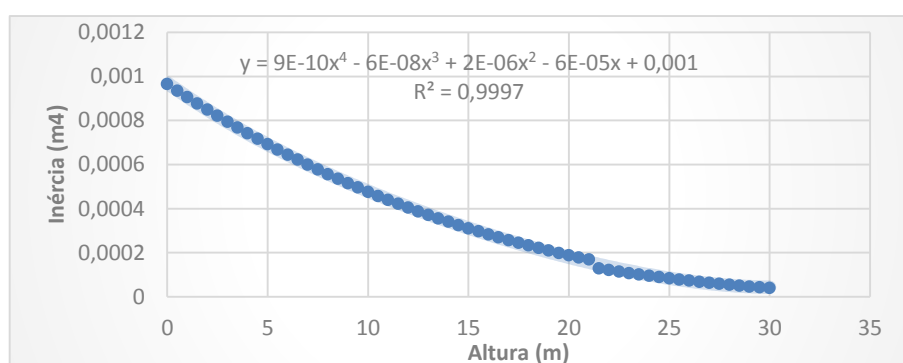


Fig.26 – Inércias das secções em função da altura

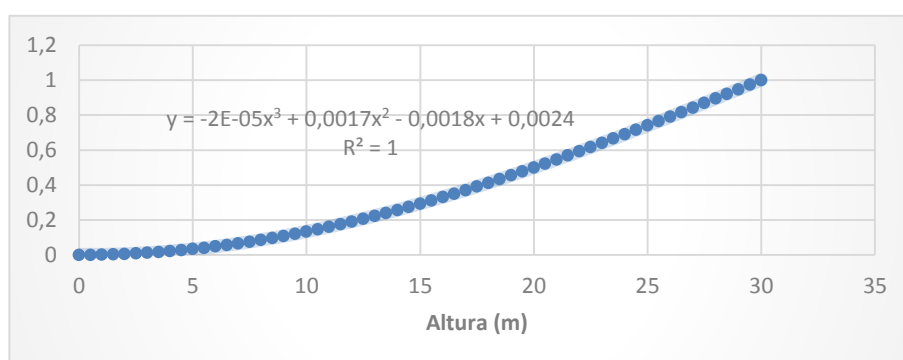
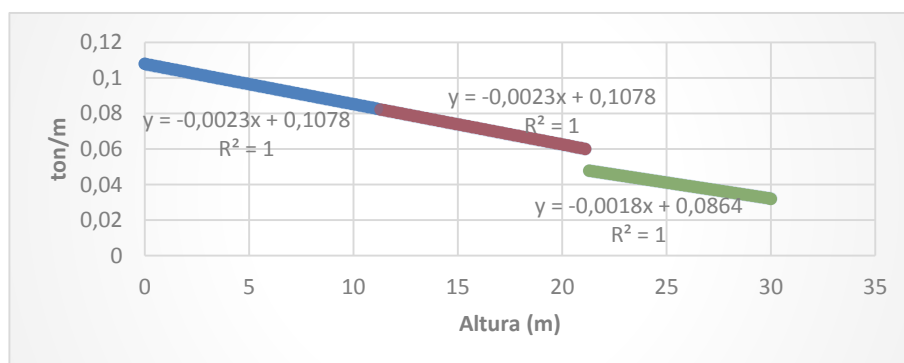
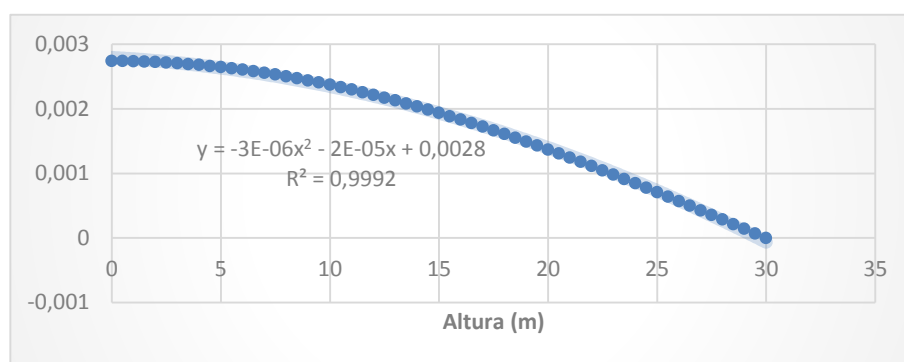
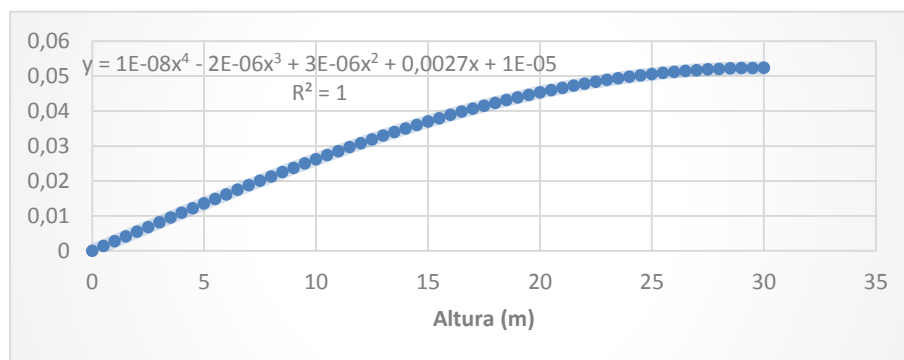


Fig.27 – Função de forma (eixo das ordenadas válido para qualquer unidade de deslocamento, dependendo dos valores que se estejam a usar no cálculo)





	Massas adicionais aplicadas no topo (ton)												
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4
$L$ (ton)	0.54	0.74	0.94	1.14	1.34	1.54	1.74	1.94	2.14	2.34	2.54	2.74	2.94
$L^0$ (ton.m)	11.0	17.0	23.0	29.0	35.0	41.0	47.0	53.0	59.0	65.0	71.0	77.0	83.0
$m^*$ (ton)	0.28	0.48	0.68	0.88	1.08	1.28	1.48	1.68	1.88	2.08	2.28	2.48	2.68
$k^*$ (kN/m <sup>2</sup> )	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8
$\Gamma$	1.94	1.55	1.39	1.30	1.24	1.21	1.18	1.16	1.14	1.13	1.12	1.11	1.10

Tabela 7 – Parâmetros necessários para a análise sísmica

## RESULTADOS DA ANÁLISE ESPETRAL

### MASTRO DE 18 METROS

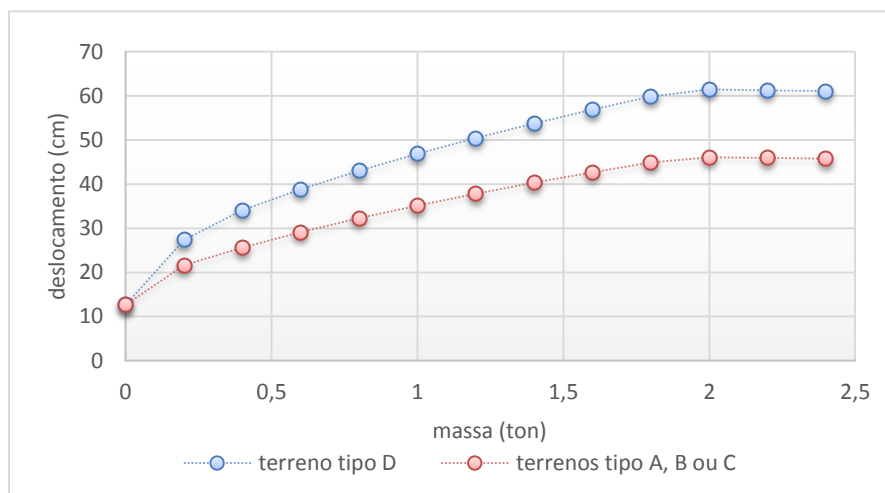


Fig.31 – Deslocamentos máximos de topo

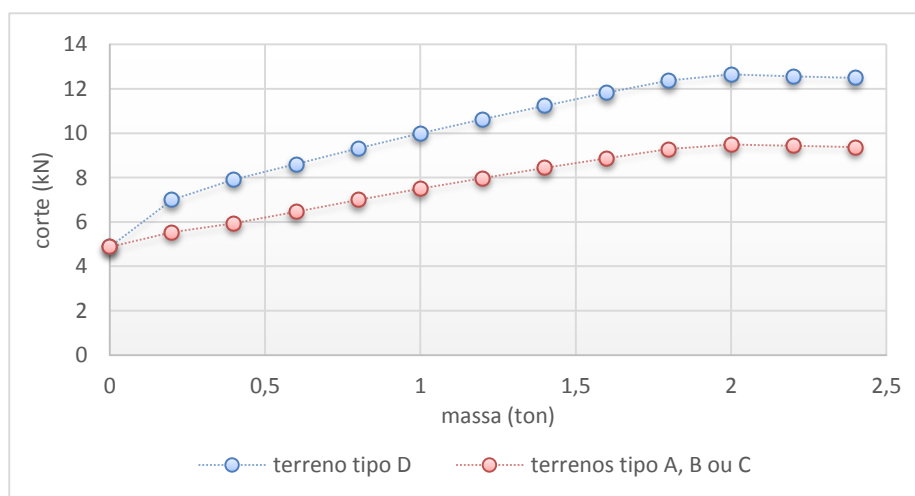


Fig.32 – Cortes basais máximos

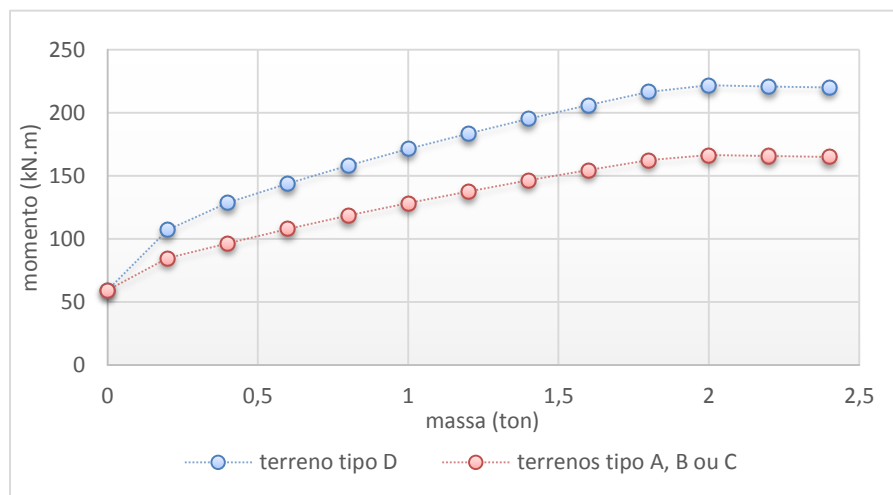


Fig.33 – Momentos basais máximos

#### MASTRO DE 21 METROS

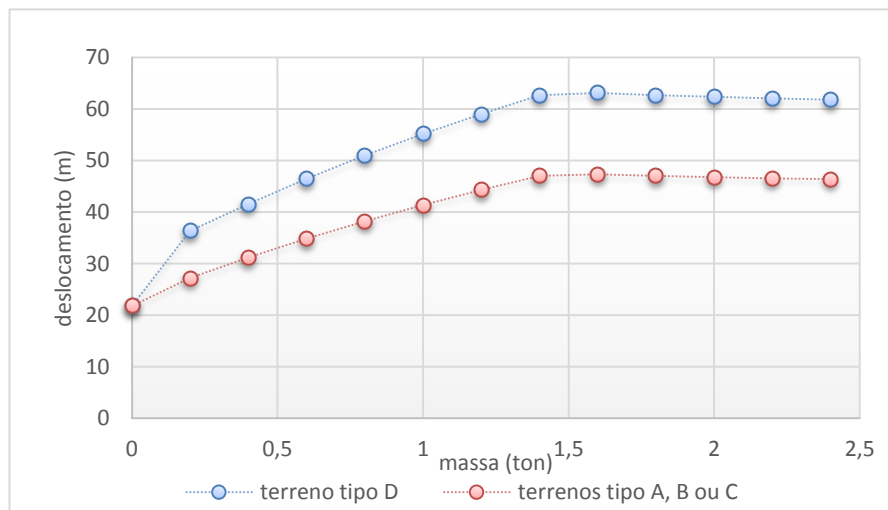


Fig.34 – Deslocamentos máximos de topo

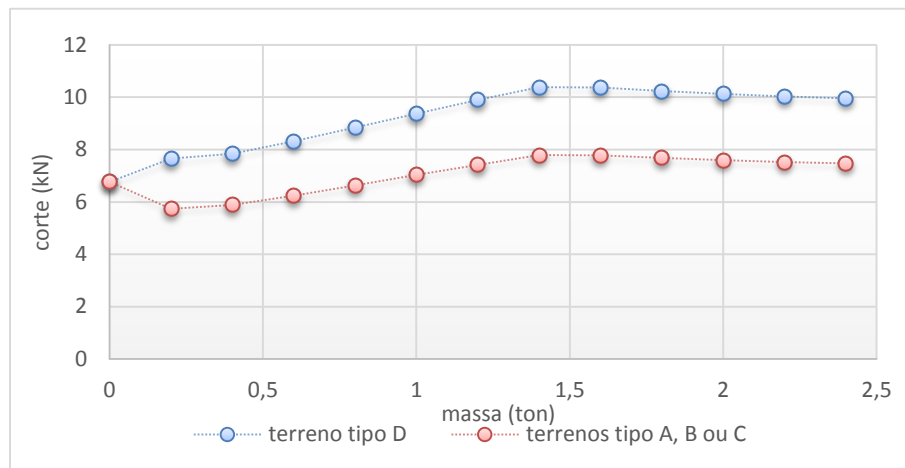


Fig.35 – Cortes basais máximos

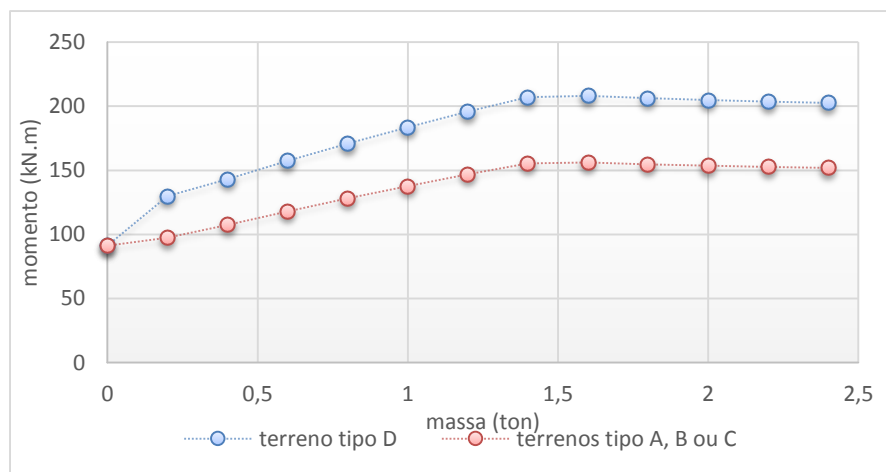


Fig.36 – Momentos basais máximos

#### MASTRO DE 24 METROS

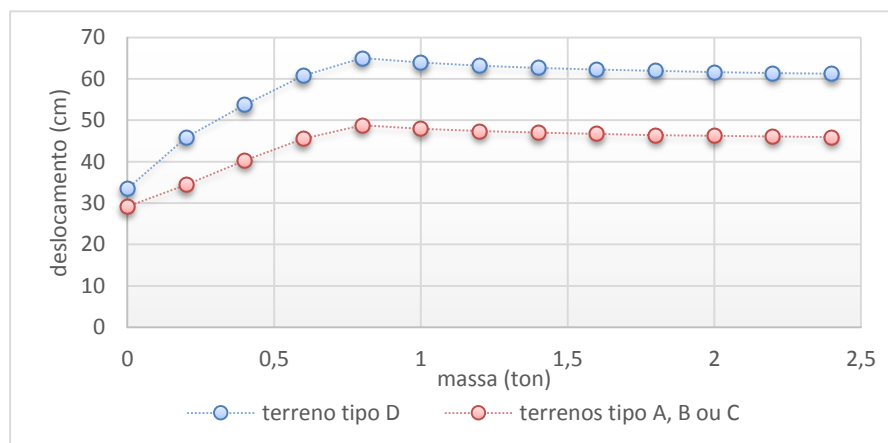


Fig.37 – Deslocamentos máximos de topo

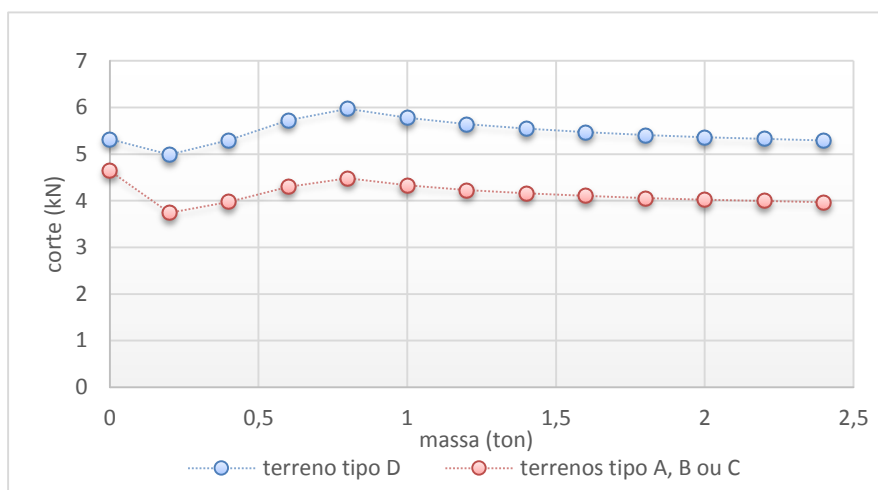


Fig.38 – Cortes basais máximos

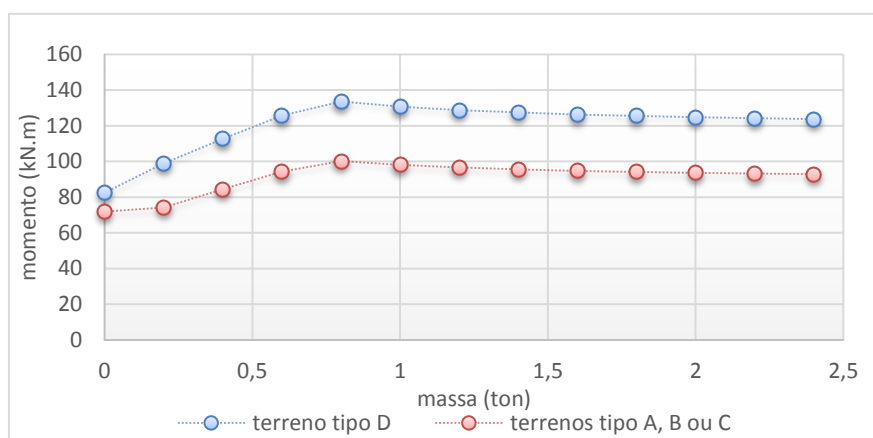


Fig.39 – Momentos basais máximos

#### MASTRO DE 27 METROS

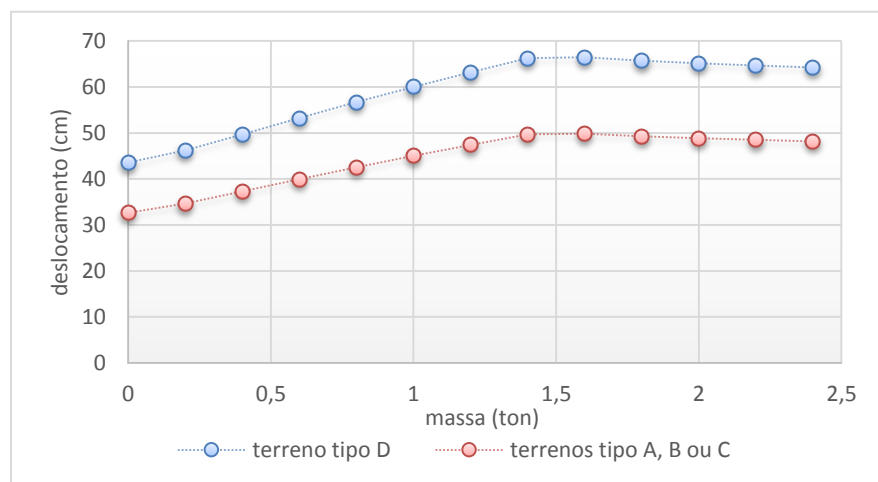


Fig.40 – Deslocamentos máximos de topo

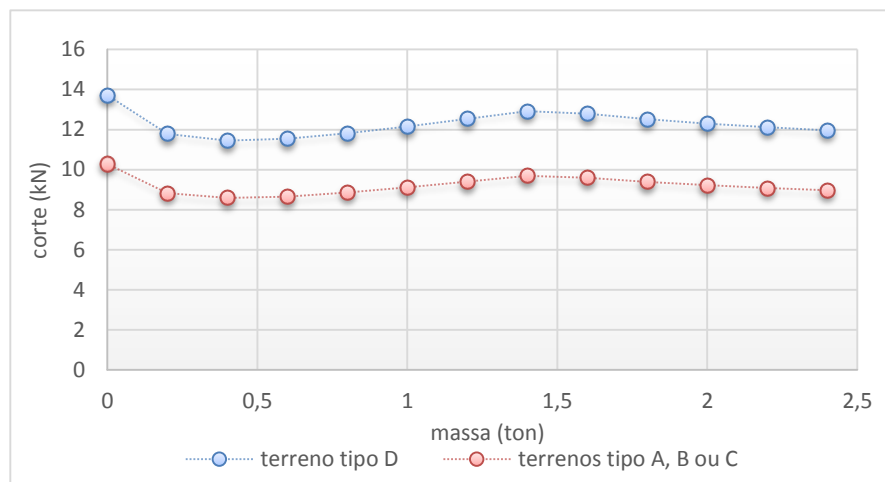


Fig.41 – Cortes basais máximos

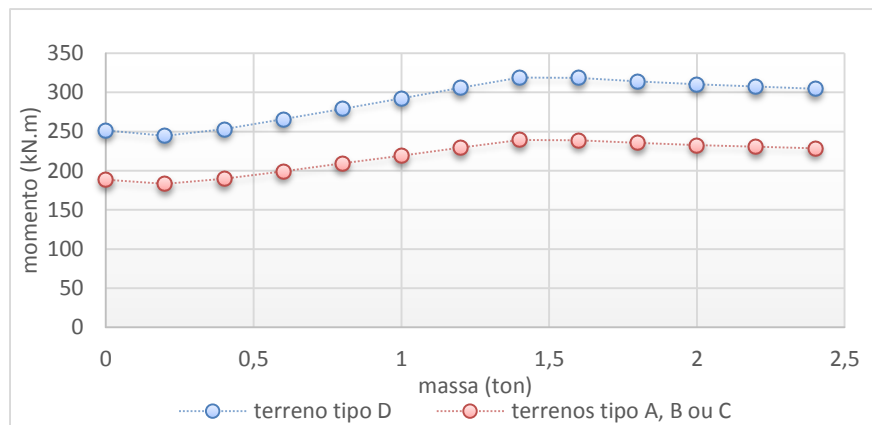


Fig.42 – Momentos basais máximos

#### MASTRO DE 30 METROS

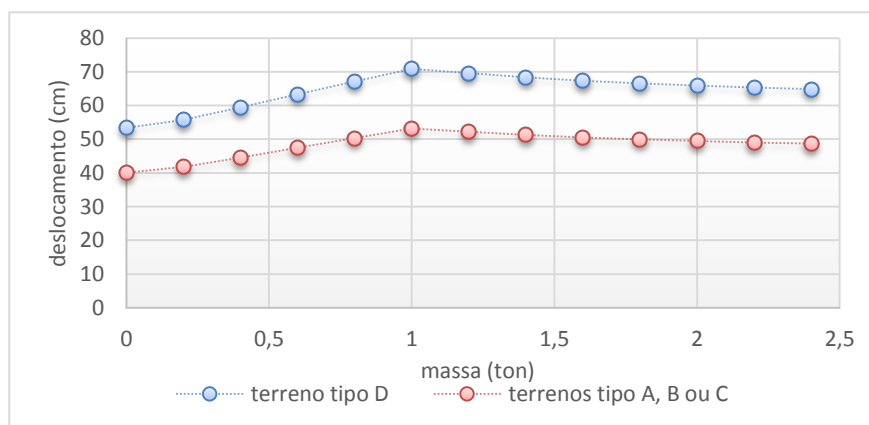


Fig.43 – Deslocamentos máximos de topo

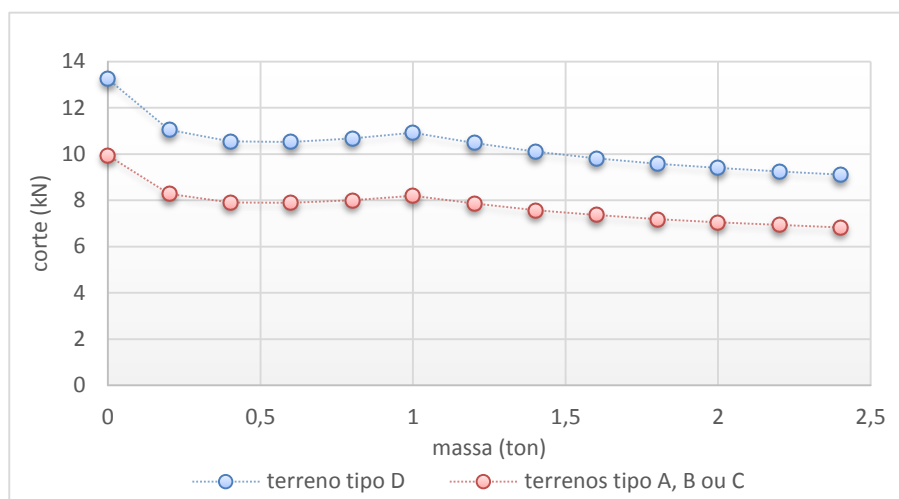


Fig.44 – Cortes basais máximos

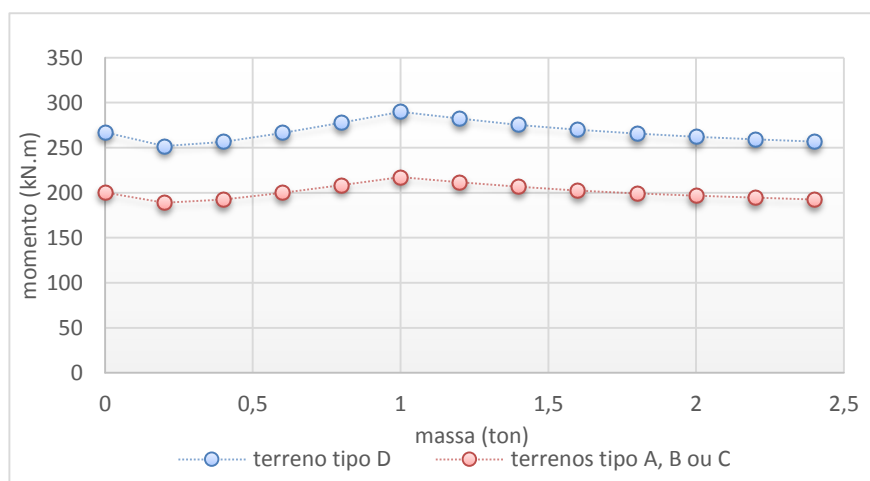


Fig.45 – Momentos basais máximos